

Fluss-Correctionsbauten.

Vom Ingenieur **Ludwig Schrader** in Hamburg.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 21.)

Bei der Correction von Flüssen handelt es sich darum, denselben ein ihrer abfliessenden Wassermenge, und im Fluthgebiet ein dem überdies einströmenden Fluthwasser entsprechendes Profil und eine entsprechende Richtung zu geben; hierdurch entsteht ein gleichmässigeres Gefälle und im Fluthgebiet eine Vermehrung des Fluthwassers, was man durch die Correction erstrebt.

In Flusspartien ausserhalb des Fluthgebietes ändert sich die Wassermenge selbst nicht; grössere Tiefen lassen sich dort nur durch Concentrirung des Gefälles auf einzelne Punkte herstellen.

Durch starkes Oberwasser, oder im Fluthgebiet durch kräftiges Eintreten der Fluthwelle, steigt bei festem Untergrund des Flusses der Wasserspiegel, es tritt dort eine grössere Geschwindigkeit in den Profilen ein. Bei einem sandführenden Fluss erleidet in solchen Fällen das Flussbett Veränderungen und verwildert. Solche verwilderte Strecken müssen in ihrer Breite eingeschränkt werden, damit der Fluss in einen Schlauch zusammengehalten und tiefer wird.

Die Beschränkung des Flusses auf die für seinen Niedrig- und Mittelwasserstand richtige Breite geschieht durch Einbauten. Die Einbauten können zweierlei Art sein, nämlich Buhnen und Parallelwerke.

Buhnen.

Die Buhnen sind in ihrer ganzen Länge der Gewalt des Stromes ausgesetzt; es ist denselben deshalb eine inclinante Richtung gegen den Strom zu geben. Der Winkel der Buhnenachse mit der Correctionslinie ist zwischen 70° und 80° zu wählen; theoretisch genau ist dieser Werth noch nicht bestimmt worden; die angegebene Grösse ist der Praxis entnommen.

Die Hauptströmung kann sich bei der Anlage eines Buhnensystems dem alten, durch dasselbe coupirten Flussarm nicht mehr zuwenden, falls die Buhnen genügend stark construirt werden. Die Buhnen erzeugen nicht besonders gleichmässige Tiefen des Flussbettes.

Die Entfernung der Buhnen von einander darf nicht zu gross sein; sie müssen so angelegt werden, dass eine Verlandung zwischen ihnen eintritt. Die Kolkbildung lässt sich vermindern, wenn man die Buhnen nicht direct auf volle Höhe ausführt, sondern sie zuerst niedrig lässt und sie in dem Maasse, wie die Verlandung stattfindet, erhöht. Am besten ist es, eine Buhne zuerst nur in ihren Grundlagen herzustellen, und dieselbe erst nach weiterer Verlandung und Setzung des Materials zu vollenden.

Die Lösung der Frage, ob die Buhnen aus Steinmaterial oder aus Buschlagen, Würsten, Pfählen und Belastungsmaterial herzustellen sind, hängt von den Preisen der Materialien an der betreffenden Baustelle ab. Im oberen Flusslauf wird Steinmaterial häufig billiger zu haben sein, als die anderen eben genannten Materialien; es ist

deshalb Steinmaterial, weil es an und für sich das dauerhafteste Material ist, dort wo felsiger oder scharfer Kies-Grund vorhanden ist, immer anzuwenden.

In mittleren und unteren Flussläufen ist Steinmaterial meist zu theuer, dort würde mit Buschlagen, Würsten und Pfählen zu bauen sein, und Sand, Erde oder Steine als Belastungsmaterial benützt werden müssen.

Ist sandiger Untergrund vorhanden, so ist es rathsam, die Grundlagen bis zum Sommerwasserstand (Sommer-Niedrigwasserstand im Fluthgebiet) aus Busch etc. zu bauen, auch an den Mündungen der Flüsse, weil diese Materialien eine zusammenhängendere und compactere Masse als Unterlage wie Steinmaterial geben. Der Oberbau des Werkes vom Sommer-Niedrigwasser an ist daselbst jedoch des starken Wellenschlages wegen aus Steinmaterial herzustellen.

Der Bau steinerner Buhnen wird hier übergangen, weil darüber nichts Neues zu sagen ist. Ueber die Anlage der Buhnen aus Faschinen, Würsten etc., glaubt der Verfasser dagegen manche neue Anhaltspunkte geben zu können.

Man stellt solche Buhnen durch Schwibbau (Packwerksbau) her. Auf der Oberfläche des Wassers, dort wo sie versenkt werden sollen, construirt man meist trapezförmige Lagen aus Busch, Würsten und Pfählen, und drückt dieselben durch Belastungsmaterial und Ueberdeckung von neuen Lagen hinab bis gegen den Grund, oder bis gegen das fertige Bauwerk.

Die Lagen streben beim Versenken gegen den Horizont. Nicht immer lässt sich der ganze Bau ausschweben.

Ist der Strom so stark, dass er anfängt den Grund anzugreifen, dann muss mit Senklagen begonnen werden, weil der Schwibbau nicht Stand halten, und nicht in richtiger Lage den Grund erreichen würde.

Man muss so viel wie möglich mit den Senklagen sparen, weil sie bedeutend theurer als der Schwibbau kommen. Senkfaschinen sind nicht vortheilhaft anzuwenden, da die Herstellung eine ziemlich kostspielige ist und dieselben keine so genügend feste und zusammenhängende Unterlage bilden, wie sie durch Senklagen erreicht wird, und erreicht werden muss.

Der Kopf der Buhne liegt in der festgesetzten Correctionslinie. Ueber die Höhenlage der Buhnenköpfe gehen die Ansichten der Wasserbau-Ingenieure sehr auseinander, und ist die genaue Höhenlage für jeden speciellen Fall besonders zu bestimmen.

Im Allgemeinen kann man die Höhenlage des Kopfes ca. 1 m über den Sommerwasserstand (im Fluthgebiet Sommer-Niedrigwasser) annehmen, und zwar aus folgenden Gründen:

Bei Annahme einer geringeren Höhe wie 1 m über Sommerwasserstand würde man unter die Vegetationsgrenze kommen, was vermieden werden muss, auch würde die Arbeitszeit eine zu beschränkte sein, da noch niedrigere Wasserstände nur für sehr kurze Zeiten eintreten, also

nichts beschafft werden könnte; die später immer vorkommenden Reparaturen würden schwer herzustellen sein, und schliesslich würde die Buhne selbst eine zu geringe Kraft auf den Strom ausüben, um die Flusssohle auf die zu erzielende Tiefe auszuspuhlen.

Würde man den Bühnenkopf höher legen, so würde bei niedrigen Wasserständen keine genügende Feuchtigkeit für die eventuelle Bepflanzung vorhanden sein, das Buschwerk würde zu leicht verfaulen, die Buhne würde dem Oberwasser und Eisgang stärker ausgesetzt sein, und die Verlandung zwischen den Bühnen würde schwerer und langsamer eintreten.

Vom Kopf bis zur Wurzel ist der Buhne eine Steigung zu geben, welche zwischen 1:100 und 1:300, senkrecht zur Correctionslinie gemessen, liegt. Das Steigungsverhältniss hängt von der Länge der Buhne ab und ist um so kleiner zu nehmen, je länger die Buhne ist, weil sonst die Krone bei Sommer-Wasser zu hoch und zu trocken liegen würde.

Für die Seitendossirungen der Bühnen ist 1:1 genügend. Der Kopf muss eine flachere Dossirung haben, gegen den Strom mindestens 1:5, an den Seiten 1:3, doch richtet sich dieselbe jedesmal nach der Stärke der Strömung. Den Kopf abpflastern, ehe vollkommene Setzung des ganzen Bauwerkes eingetreten ist, wie es häufig geschieht, ist durchaus verwerflich, weil dadurch bei eintretenden Senkungen, die nie ausbleiben, die Reparaturen sehr beschwerlich und theuer werden. Dagegen ist es sehr gut, die flachen Dossirungen des Kopfes mit Steinmaterial von nicht zu geringer Grösse zu belasten. Beim Baue des ganzen Werkes darf man überhaupt an Belastungsmaterial, sei es Sand, Erde oder Steine, was nun zur Verfügung steht, nicht sparen. Je mehr Belastungsmaterial, desto besser.

Pflasterungen, Bepflanzen der Krone und der Dossirungen sollen nicht früher gemacht werden, ehe der ganze Bau vollkommen in Ruhe gekommen ist.

Die Krone der Buhne ist zweckmässig von der Wurzel nach dem Kopfe hin zu verbreitern.

Anlage einer Buhne im Fluthgebiet.

Die Strömung eines Flusses werfe sich auf eine Bucht des rechten Ufers und erschwere dadurch sehr die Schifffahrt; vor dem gegenüberliegenden Ufer liege eine grosse Sandbank. Durch die Anlage eines Bühnensystems in der Bucht gedenkt man dem Strom ein anderes Fahrwasser zu geben und zwar so, dass derselbe sich auf den gegenüberliegenden Sand wirft und ihn vertreibt, die Bucht aber allmähig verlandet.

Fig. 1—10, Blatt 21 gibt die Construction einer Buhne dieses Systems. Das Baumaterial bestehe aus Buschlagen, Würsten, Pfählen und Sand und Steinen als Belastungsmaterial. Die Buhne liegt inclinant gegen den Strom und schliesst einen Winkel von 75° mit der Correctionslinie ein; ihre Länge ist 160 m, an der Wurzel ist die Kronenbreite 3 m, am Kopf 4 m. Der Kopf liegt 1 m über Sommer-Niedrigwasser; die Buhne hat eine Steigung vom Kopf nach der Wurzel von 1:200. Die Seitendossirungen der Buhne sind 1:1 genommen, die Dossirung des Kopfes senkrecht gegen die Correctionslinie ist 1:10, die Seitendossirungen des Kopfes 1:4.

Aus der Peilung des Flussbettes an der Stelle des zu erbauenden Werkes und aus der Stärke der Strömung geht hervor, dass bei dem vorhandenen sandigen Untergrund, die ersten 140 m, von der Wurzel aus gerechnet, ausgeschwibbt werden können, und dass dann als Unterlage des Werkes fünf Senklagen nöthig sind. Die vier äusseren Senklagen, welche die Unterlage des Bühnenkopfes bilden, sind um 1 m gegen die Bühnenachse aufwärts verschoben, der stärkeren Flusströmung wegen, überdies setzen sich die Senklagen in Verband gegeneinander.

Fig. 9 zeigt den Querschnitt der ausgeschwibbten und soweit fertigen, aber noch nicht in Ruhe gekommenen Buhne. Drei Buschlagen, vermittelt Quer- und Längswürste durch eingeschlagene Pfähle befestigt, sind übereinander gelegt. Die untere Lage ist die stärkere; sie weicht dadurch von den beiden oberen Lagen ab, dass über eine Partie Busch zuerst Querwürste durch Pfähle befestigt sind und darüber wieder Busch gelegt ist, der mit Quer- und Längswürsten durch eingeschlagene Pfähle in Verband gebracht ist, während bei den anderen Lagen auf eine Buschlage nur Quer- und Längswürste durch Pfähle befestigt sind.

Auf jeder dieser Schwibblagen ist eine ca. 4 dm starke Sandlage als Belastung aufgebracht. Ueber die Sandlage der dritten Schwibblage ist eine Stoppelage quer zur Buhne gelegt, welche wiederum ihre Befestigung durch Längswürste und eingeschlagene Pfähle erhalten hat. An beiden Seiten der Bühnenkrone und quer zum Kopf derselben ist ein Flechtzaun angebracht und schliesslich hat die ganze Bühnenkrone noch eine starke Sandlage erhalten.

Die Buschlagen sind durchschnittlich einen halben Meter stark. In den untersten Lagen ist laubfreier Busch verwendet, die oberen Lagen und die Seiten, sowie die Würste daselbst sind aus Laubbusch hergestellt.

Die Würste haben ca. 8 cm Durchmesser, da wo sie mit Weiden gebunden sind, ihre Entfernung von einander ist ca. 0.6 m. Die Bühnenpfähle sind nicht zu lang zu nehmen, sie sind 1.5 m lang und 5—8 cm stark.

Die Flechtzaunpfähle, von derselben Länge und Stärke wie die Bühnenpfähle, sind ca. 0.3 m von einander entfernt; zwischen jedem Pfahl sind zwei Zauruthen geflochten.

Fig. 8 stellt denselben Querschnitt der Buhne nach vollständiger Setzung dar. Die Mitte der Krone ist an der Wurzel der Buhne auf 2 m Breite etwas überwölbt abgepflastert; bis zum Kopf nimmt diese Abpflasterung auf 3 m Breite zu. Die Seiten der Krone und die Dossirungen bei Sommer-Niedrigwasser sind mit Weidenbusch bestickt.

Die letzten 20 m der Buhne bis zum Kopf und, vom Bühnenkopf aus in den Strom hinein, die Dossirung des Kopfes auf 30 m Länge enthalten als Grundlagen Senklagen. Die Grösse und Anordnung der Senklagen ist aus Fig. 1 ersichtlich. Alle fünf Senklagen sind auf gleiche Weise, wie bekannt, construirt und hergestellt.

Fig. 3, 4, 5 und 10 zeigen die Constructionen der Senklage D. Fig. 6 und 7 stellt die Verankerung der Senklage D vor der Belastung dar. Diese Senklage hat an den Längsseiten eine Länge von 24.2 m und 20.8 m, die Querseiten sind 13.5 m und 13.0 m lang, die Stärke

der Lage ist in unbelastetem Zustande 2.0 m. Durch Belastung wird dieselbe auf ca. 1.5 m zusammengedrückt.

Die Grösse der Senklage wird auf dem Ufer abgesteckt; man beginnt damit, die Längswürste in gleichen Abständen von ca. 0.6 m zu legen, das gibt 23 Längswürste, auf diese sind in denselben Abständen die erforderlichen 41 Querswürste gelegt und dieselben an allen Kreuzungspunkten mit Bindweiden zusammengebunden.

Um jeden zweiten Kreuzungspunkt ist eine Bindleine von 3.1 m Länge und 0.8 cm Stärke, wie aus Fig. 10 ersichtlich, kreuzweise befestigt; das lose Ende der Bindleine ist um einen senkrecht eingeschlagenen Pfahl aufgebunden und in ca. 2 m Höhe lose an demselben befestigt. An den acht mit *b* bezeichneten Punkten der Fig. 3, 4 und 7 wird ausser der Bindleine ein 3 cm starkes Tau von 3.1 m Länge auf ebensolche Weise an dem Kreuzungspunkte der Randwürste befestigt und oben lose um den Pfahl geschlungen. Diese Taue, Stroppen genannt, haben oben eine gusseiserne Kausche, weil durch dieselben später die Senkleinen gezogen werden.

Dies so construierte Gerippe wird auf 20 cm Durchmesser habende Grundhölzer gelegt, die in 1 m Entfernung neben einander zur Hälfte ihrer Länge auf dem Wasser schwimmen und zur anderen Hälfte auf dem Lande liegen. Es wird dann das ganze Gerüst mit den darunter liegenden Rundhölzern in das Wasser gezogen und mit einem Ende an das Ufer befestigt.

Jetzt werden die drei Lagen Busch von gleicher Stärke aufgepackt, zuerst eine Querlage, darauf eine Längslage, dann wieder eine Querlage. Auf diese Buschlagen ist wieder ein Rost von 41 Querswürsten und 23 Längswürsten gelegt, welche Würste wiederum an allen Kreuzungspunkten mit Bindweiden kreuzweise zusammengebunden sind.

Die Pfähle, an welchen die Bindleinen befestigt sind, werden herausgezogen und um diese Kreuzungspunkte der Würste die Bindleinen kreuzweise befestigt. Das Anziehen der Leinen vor dem Festbinden derselben geschieht von den Arbeitern gleichzeitig. Für den Bau der Senklagen wird durchwegs laubfreier Busch genommen, sowohl für die Buschlagen, als auch für die Würste, weil die Senklage dann besser auf dem Wasser schwimmt. An den acht mit *b* bezeichneten Punkten werden im Innern der Lage und oben auf die Roste Pfähle der Länge nach hingelegt, um den Punkten eine grössere Steifigkeit zu geben. In den sechs mit *a* bezeichneten Punkten sind Senklagepfropfen befestigt, an denen die Senklage durch Ankertaue befestigt ist. Diese Punkte sind auf dem oberen und unteren Rost durch doppelt hingelegte Würste stabiler gemacht. Die Construction der Senklagepfropfen ist aus Fig. 5 ersichtlich. In die Mitte der Senklage der Länge nach hingelegte Pfähle geben den Pfropfen grössere Widerstandsfähigkeit.

Die ganze Senklage erhält schliesslich einen Flechtzaun.

An der Landleine, siehe Fig. 7, welche an einem der Senklagepfropfen befestigt ist und stromaufwärts verankert wird, wird die Senklage in die ungefähre Lage, an der sie versenkt werden soll, hingeleitet.

Die Landleine wird später losgemacht, und an eine der Schuten befestigt, welche das Belastungsmaterial enthalten.

An den sechs Tauen, welche an die Senklagepfropfen befestigt sind und deren anderes Ende verankert ist, und zwar zwei oberhalb und zwei unterhalb im Flusse, eines senkrecht in den Strom hinein und eines auf dem bereits fertigen Bau, wird die Senklage in die genaue Richtung und Stelle gebracht, an der sie gesenkt werden soll. Dies erreicht man durch Anziehen und Nachlassen der Taue an den Pfropfen.

Die Verankerung der Taue im Strom ist aus Fig. 6 ersichtlich, eine kleine Boje gibt die Lage des Ankers an.

Ist die Senklage in die genaue Stellung gebracht, so werden an den beiden Längsseiten je zwei Schuten, welche das Belastungsmaterial enthalten, gelegt, deren jede 10 m³ Steinmaterial enthält, was zum guten Wegsenken dieser Lage genügt. Die Schuten werden nun noch miteinander durch Taue befestigt und darauf durch die Kauschen der in den Punkten *b* befindlichen Leinen, die Senkleinen gezogen, welche in den Schuten befestigt werden.

Jetzt beginnt kurz vor Eintritt der Ebbe, also sobald der Fluthstrom aufgehört hat, oder sehr schwach ist, die Belastung und zwar zuerst die der Ecken und dann die der Mitte, so gleichmässig als möglich. Ist die Belastung zum Wegsenken genügend, was man durch das Anspannen der Senkleinen entnehmen kann, an welchem jetzt die Lage allein hängt, so werden auf Commando die Leinen zur selben Zeit losgelöst und die Lage sinkt hinunter.

Der Rest des Belastungsmateriales wird noch auf die Lage geworfen.

Vor dem Versenken befestigt man Spieren an die Eckpunkte des Flechtzaunes, um nach dem Senken die Stelle, an der die Lage liegt, genau erkennen zu können.

Beim Versenken kommt es auf den Wasserstand und auf die etwa vorhandene Strömung an, weil hiedurch die richtige Stellung der Lage beeinflusst wird. Die sechs Ankertaue bleiben nämlich während des Senkens an die resp. Senklagepfropfen befestigt. Ist der Wasserstand ein hoher, so gehen die Taue beim Sinken der Lage mehr nach, als bei niedrigem Wasserstand und ist die Strömung stärker, so werden die oberen Ankertaue mehr angespannt; es muss also darauf bei der Richtung und Stellung der Lage Rücksicht genommen werden.

Die Pfropfen bleiben beim Senken in der Senklage und werden später vermittelt eines an den oberen Ring des Pfropfens bei *x* befestigten Taues, welches in der Schute angebunden ist, herausgezogen.

Nach Herstellung der 70 m langen Bühnenunterlage durch die Senklagen wird das Werk bis zur vorgeschriebenen Höhe ausgeschwibbt, belastet und schliesslich mit einem Flechtzaun umgeben. Die Seitendossirungen des Kopfes, sowie besonders die dem Strome zugekehrte Dossirung des Kopfes erhalten eine starke Steinbelastung aus nicht zu kleinen Blöcken.

Die Verankerung und Versenkung einer Senklage ausserhalb des Fluthgebietes wird anders angeordnet als im Fluthgebiet, weil man hier immer auf die Strömung bedacht sein muss und nicht im Stauwasser arbeiten kann. Fig. 11 zeigt eine solche Verankerung ausserhalb des Fluthgebietes.

Eine Landleine dient auch hier zur Hinführung der Lage.

Die Senklage, welche auf gleiche Weise wie die oben beschriebene Senklage *D* zusammengebaut ist, wird an drei Senklagepfropfen, den drei mit *a* bezeichneten Punkten, an Ankertaue befestigt und diese Ankertaue wiederum oberhalb der Lage an Anker im Strom. An den zwei mit *b* bezeichneten Punkten ist eine Anzahl starker und langer Pfähle in die Lage geschlagen, um welche die Senktaue geschlungen und befestigt sind. In den Punkten *c* dieser Senktaue ist vermittelst eines sogenannten Lurknotens, der sich beim Anziehen der Taue fest macht und beim Nachlassen derselben löst, je eine Senkleine befestigt, welche in einem oberhalb der Lage befindlichen verankerten grossen Kahn bei den Punkten *b'* befestigt wird. An den beiden Querseiten der Lage liegen hier die Schuten mit dem Belastungsmaterial. Die Lagen sind dann ebenso belastet wie oben beschrieben und durch Loslassen der Senkleinen gesenkt. Dadurch lösen sich die Lurknoten in *c*; die beiden Senkleinen *cb'* werden in die Schuten hineingezogen, während die beiden Senktaunden *bc* bei der versenkten Lage verbleiben.

Auf Wasserstand und Strömung ist hier natürlich auch beim Geben der richtigen Position Rücksicht zu nehmen und wird diese Position durch Anziehen oder Nachlassen der Ankertaue in den Senklagepfropfen bewirkt.

Ueber die Grösse der Senklagen ist folgendes zu sagen:

Kleine Senklagen soll man überhaupt nicht verwenden, da solche Lagen keine stabile und zusammenhängende Unterlage geben. Häufig werden solche kleine Lagen von etwa 5 m Breite, 4 m Länge und 1 m Stärke je zwei oder vier Stück zusammengebunden und gleichzeitig versenkt, wodurch das Versenken in die richtige Lage bei dem lockeren Zusammenhang derselben unter einander nur erschwert wird und schlecht ausfällt.

Zum Versenken grösserer Lagen gehören freilich eigene Vorrichtungen, die dieselben vertheuern, doch überwiegt der Vortheil einer stabilen Unterlage entschieden den Nachtheil des grösseren Kostenpunktes.

In Flusspartien ausserhalb des Fluthgebietes wird das Maximum der Grösse einer Senklage zu 20 m Länge und 10 m Breite anzunehmen sein. Im Fluthgebiet können sie bedeutend grösser und breiter genommen werden.

Parallelwerke.

Durch Parallelwerke erreicht man dasselbe wie durch die Buhnen. Die dem Flusse zugekehrte Kante der Krone liegt in der festgesetzten Correctionslinie parallel zum Stromtrich. Liegt die Krone eines Parallelwerkes hoch, so bewirkt die Strömung eine Vertiefung der Fahrbahn und wirkt also betreffs der zu erstrebenden Vertiefung günstig ein. Die Ansichten über die Kronenhöhe sind auch hier sehr verschieden, man legt sie je nach dem speciell zu verbessernden Fluss höher oder tiefer.

Es ist hier, wie bei den Buhnen, nur auf den Bau der Parallelwerke aus Busch, Würsten, Pfählen und Belastungsmaterial näher eingegangen.

Im Allgemeinen kann man die Höhe der Krone, wie die Höhe des Buhnenkopfes aus denselben Gründen, auf ca. 1 m über Sommerwasser (SNW. im Fluthgebiet) legen.

Ihre feste Verbindung mit dem alten Ufer erhalten die Parallelwerke durch Coupierungen, welche von der Krone der Parallelwerke an mit einer Steigung von 1:100 bis 1:300, senkrecht zur Correctionslinie gemessen, nach den Ufern hin verlaufen, je nach der Länge der Coupierungen.

Die Auffüllung der durch den Bau der Parallelbauten erzeugten Bassins dem Flusse zu überlassen, wird immer eine recht lange Zeit beanspruchen und hängt besonders davon ab, welche Sinkstoffmassen der Fluss bei Oberwasser führt. Das beste ist eine sofortige Auffüllung der Bassins, Abdeckung der Flächen mit Busch, der durch Würste und Pfähle befestigt und nochmals eine Sandlage erhält und schliessliche Weidenbestückung.

In der obengenannten Höhenlage des ganzen Werkes ist das Wachsthum der Weidenstickung gesichert und dadurch ein festes Vorland gebildet, welches auch bei Oberwasser Stand hält. Werden die hinter dem Parallelwerke befindlichen Bassins nicht sofort beim Bau der Werke mit aufgefüllt, so kann die Hauptströmung trotz vorhandener Coupierungen, wenn selbige nicht in vollkommener Buhnenstärke construirt sind, so lange die Dämme unter Wasser sind, sich immer dem etwa früher dort vorhandenen Stromschlauch zuwenden, oder einen neuen bilden.

Ein Nachtheil der Parallelwerke ist es, dass sie dauernd dem ganzen Stromangriff ausgesetzt sind, deshalb muss die dem Flusse zugekehrte Seite eine flache Dossirung haben und eine starke Steinbelastung.

Fig. 12 zeigt den Querschnitt eines Parallelwerkes, welches dem Stromangriff besonders stark ausgesetzt ist, dessen Dimensionen daher stark bemessen sind. Das Werk liegt 1 m über Sommerwasserstand. Die Kronenbreite ist 4 m. Die dem Flusse zugekehrte Seite hat eine Dossirung 1:5, die dem Lande zugekehrte 1:3/4, letztere um bei nicht sofortiger Auffüllung des Bassins, dem Werke gegen das bei Oberwasser überströmende Wasser Halt zu geben. Der Körper eines Parallelwerkes wird an und für sich ebenso wie der einer Buhne zusammengebaut.

Die Strecken werden ausgeschwibbt; Senklagen wendet man häufig beim Anschluss einer neuen Strecke an eine alte an, um eine feste Verbindung zwischen beiden herzustellen. Das ganze Werk muss gutes Belastungsmaterial erhalten, die dem Flusse zugekehrte Dossirung eine besonders starke Steinbelastung. Sind die Tiefen der zu durchbauenden Strecken so geringe, dass man die Grundlagen des Werkes eingraben kann, so gewinnt das Parallelwerk in solchem Falle dadurch sehr an Festigkeit.

Ist das Werk vollkommen in Ruhe, so thut man auch hier gut, die Krone mit Weiden zu bestücken. Einen Landeplatz für Schiffe erreicht man zweckmässig dadurch, dass man die äussere Dossirung des Parallelwerkes an solchen Stellen steil auführt.

Ueber Sanddruck und Bewegungserscheinungen im Innern trockenen Sandes.

Nachtrag zum gleichnamigen Aufsätze im Jahrgange 1882, S. 111—126, *) von Dr. Ph. Forchheimer, Ingenieur, Privat-Dozent an der königl. techn. Hochschule zu Aachen.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 22.)

II. Gleitfläche bei Sandmassen mit beweglicher, nachgebender, seitlicher Unterstützung.

3. Verticale Wand, horizontale Oberfläche.

Hier hatte sich bei horizontaler Verschiebung und Rheinsand (Neigungswinkel φ der natürlichen Böschung = $33^\circ 40'$) der Neigungswinkel γ der Gleitfläche beinahe gleich $\frac{1}{2}(\varphi + 90^\circ)$ gezeigt. Zwei Versuche (Nr. 91 und 92) mit Bleischrot ($\varphi = 26^\circ$), auf ähnliche Weise wie die bereits beschriebenen durchgeführt, gaben $\gamma = 55^\circ$ bzw. 56° ; also wieder etwas kleiner als $\frac{1}{2}(\varphi + 90^\circ)$.

Bei steil nach oben gerichteter Verschiebung erfolgte der Absturz zunächst nur in den unteren Schichten, während in der Nähe der Oberfläche die Mauer etwas Sand mitnahm, welcher bei weiterer Bewegung wieder herabsank. Die Gleitflächen schlossen etwa folgende Winkel mit der Horizontalen ein:

Tabelle 28.

Bodenart: Rheinsand.

Nummer	Neigung der Verschiebung	γ	Anmerkung
93	40°	61°	vielleicht gekrümmte Gleitfläche
94	62°	59°	
95 (Fig. 1)	69°	64°	
96	70°	62°	

6. Zurückgeneigte Wand, horizontale Oberfläche, horizontale Verschiebung.

Die Rutschebene hatte bei Sand den Winkel zwischen der Mauer und einer durch den Wandfuss unter der Neigung der natürlichen Böschung gelegten Ebene halbirt ($\gamma = \frac{\varphi + \nu}{2}$).

Bleischrot ($\varphi = 26^\circ$) lieferte (Nr. 97) für $\nu = 70^\circ$ den Winkel $\gamma = 50^\circ$, also wenig verschieden von $\frac{\varphi + \nu}{2} = 48^\circ$.

8. Anhang.

Der Fall, dass sich eine Stützmauer bei ihrem Einsturze um den innern Fusspunkt dreht, ist bereits behandelt worden und es wurde hiebei die Entstehung einer Gleitebene mit $\gamma = \frac{1}{2}(\varphi + 90^\circ)$ ermittelt. Sobald das Kippen um den äusseren Fusspunkt stattfindet, werden die Verhältnisse complicirter, indem einerseits die in die Höhe gehende Mauer-Rückwand das Bestreben hat, die anliegenden Erdpartien mitzunehmen, andererseits unter der Mauerbasis ein offener Raum entsteht, in welchen Sand, zunächst aus den unteren, später auch aus den oberen Lagen hineinfließt. Fig. 2 stellt das Kippen einer 67 mm breiten Mauer, an welche sich eine Schüttung von 33 mm Höhe gelehnt hatte,

*) Der Uebersichtlichkeit wegen habe ich die Eintheilung und die Ueberschriften der erwähnten Veröffentlichung beibehalten; desgleichen liess ich die Bezeichnungen ungeändert. D. V.

um den äusseren Fusspunkt dar. Rückt der Drehpunkt in's Unendliche, hat man es also mit der lothrechten Hebung einer Wand zu thun, so zeigt sich die Brechungslinie der Schichten gekrümmt und zwar unten flacher als $\frac{1}{2}(\varphi + 90^\circ)$, oben bedeutend steiler. Aehnliches liefert eine schräg aufwärts und gegen die Erde hin stattfindende Mauerbewegung.

Tabelle 29.

Bodenart: Rheinsand.

Nummer	Neigung der Bewegung	γ		Anmerkung
		unten	oben	
98	90°	ca. 50°	ca. 70°	Fig. 8.
99	90°	" 49°	80°	Die Wand kippte etwas.
100	70°	" 58°	ca. 90°	
101	50°	" 49°	" 51°	

10. Ansteigende Oberfläche, verticale oder vorgeneigte Wand, horizontale Verschiebung.

Bei unbegrenzter Masse ist nach Winkler, Neue Theorie des Erddruckes, S. 27, die Lage des „grösseren Hauptdruckes“ bei einem unter dem Winkel ε ansteigenden Terrain, wenn der Winkel zwischen Hauptdruck und Oberfläche mit β bezeichnet wird, durch die Gleichung

$$\sin(2\beta + \varepsilon) = \frac{\sin \varepsilon}{\sin \varphi} \quad (33)$$

gegeben und schliessen die beiden Gleitflächen mit dem Hauptdrucke die Winkel $\pm \frac{1}{2}$

$(90^\circ - \varphi)$ ein. Nun ist nach beistehender Figur

$$\beta = \gamma + \frac{90^\circ - \varphi}{2} - \varepsilon$$

also lässt sich statt der Gl. 33 auch schreiben

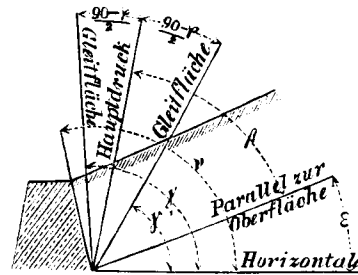
$$\cos(2\gamma - \varphi - \varepsilon) = \frac{\sin \varepsilon}{\sin \varphi} \quad (34)$$

so ist z. B. bei Rheinsand mit $\varphi = 33^\circ 40'$ für

$\varepsilon =$	0°	5°	10°	15°	20°
$2\gamma - \varphi - \varepsilon =$	90°	$80^\circ 57'$	$71^\circ 45'$	$62^\circ 10'$	$51^\circ 54'$
$\gamma =$	$61^\circ 50'$	$59^\circ 49'$	$57^\circ 42'$	$55^\circ 25'$	$52^\circ 47'$
$\gamma_1 =$	$118^\circ 10'$	$116^\circ 9'$	$114^\circ 2'$	$111^\circ 45'$	$109^\circ 7'$
$\varepsilon =$	25°	30°	$33^\circ 40'$		
$2\gamma - \varphi - \varepsilon =$	$40^\circ 20'$	$25^\circ 35'$	$0^\circ 0'$		
$\gamma =$	$49^\circ 30'$	$44^\circ 37'$	$33^\circ 40'$		
$\gamma_1 =$	$105^\circ 50'$	$100^\circ 57'$	$90^\circ 0'$		

Nach Mohr soll dieses γ auch bei Begrenzung durch eine lothrechte, vorgeneigte oder schwach rückliegende Mauer

gelten, sobald nur $\nu \geq \gamma + \frac{90^\circ + \varphi}{2}$ ist; nach Weyrauch



lässt sich die Theorie mit Sicherheit nur anwenden, wenn $v \geq \gamma + \frac{90^\circ - \varphi}{2} + 90^\circ$. Mohr begnügt sich nämlich damit, dass die Richtungslinie des Maximaldruckes (Winkler's grösserer Hauptdruck A) innerhalb des gestützten Erdkörpers die Oberfläche schneidet, während Weyrauch*) dieses nicht nur von der Maximal-, sondern auch von der Minimal-Pressung (Winkler's kleinerer Hauptdruck B)

verlangt, also z. B. bei Rheinsand für

$\varepsilon = 0^\circ \quad 5^\circ \quad 10^\circ \quad 15^\circ \quad 20^\circ \quad 25^\circ \quad 30^\circ \quad 33^\circ 40'$
fordert, dass

$v \geq 180^\circ \quad 177^\circ 59' \quad 175^\circ 52' \quad 173^\circ 35' \quad 170^\circ 57' \quad 167^\circ 40' \quad 162^\circ 47' \quad 151^\circ 50'$

Es liess sich weder ein wesentlicher Einfluss der Mauerlage im Sinne Weyrauch's constatiren, noch die Richtigkeit der Auffassung Mohr's mit Sicherheit nachweisen. Es fand sich nämlich:

Tabelle 30.
Bodenart: Rheinsand.

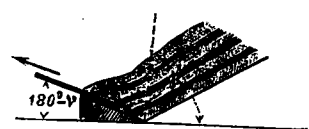
Nummer	Mauer- Neigung v	Terrain- Neigung ε	Theoretisch		Gemessen		Anmerkung
			γ	$180^\circ - \gamma$	γ	$180^\circ - \gamma$	
102	180°	20°	52° 47'	70° 53'	53° ?	54° ?	Fig. 4. 102 bis 108 gibt im Mittel $\gamma = 54^\circ$
103	165°	20°	52° 47'	70° 53'	52°	61°	
104	152°	20°	52° 47'	70° 53'	52°	nicht messbar	
105	140°	20°	52° 47'	70° 53'	55°	dto.	
106	118°	20°	52° 47'	70° 53'	58°	dto.	
107	118°	20°	52° 47'	70° 53'	54°	dto.	
108	90°	20°	52° 47'	nicht vorhanden	54°	nicht vorhanden	
109	180°	28°	46° 54'	76° 46'	ca. 53°	60°	
110	90°	28°	46° 54'	nicht vorhanden	" 53°	nicht vorhanden	
111	180°	33° 40'	33° 40'	90°	" 55°	nicht messbar	
112	90°	33° 40'	33° 40'	90°	" 44°	—	Fig. 5. Fig. 6.
113	90°	33° 40'	33° 40'	90°	" 53°	—	Fig. 7.

Bis zu einer Terrain-Neigung $\varepsilon = 20^\circ$ stimmten die gemessenen Winkel noch ziemlich mit den theoretischen überein. Bei stärkerer Böschung mochte der Umstand von Einfluss gewesen sein, dass die Sandmassen nicht in's Unbegrenzte anstiegen. Immerhin scheint es, dass der Sand bei $\varepsilon = \varphi$ nicht, wie die Theorie es verlangt, unter $\gamma = \varphi$, sondern unter einer steileren Fläche abrutscht, und dass die Ursache dieses Verhaltens in seiner Lockerungsfähigkeit zu suchen ist. Zunächst bildet sich eine steile Trennungsfläche unter gleichzeitiger Lockerung des Rutschprismas und später rollen blos die an der Oberfläche befindlichen Körner, welche ihre Unterstützung verloren haben, so lange nach, bis die Oberfläche wieder ungefähr den Neigungswinkel der natürlichen Böschung besitzt.

11. Ansteigende Oberfläche, vorgeneigte Wand, Verschiebung aufwärts.

Die bezüglichen Experimente beschränkten sich auf eine unter der natürlichen Böschung ansteigende Oberfläche und eine Verschiebung der Wand in ihrer eigenen Richtung.

Tabelle 31.
Bodenart: Rheinsand.

Nummer	$180^\circ - v$	γ	Anmerkung
111	0	55° ?	
114	15°	46	
115	25°	45° ?	
116	45°	49° ?	
117	56°	44	
118	90°	?	

Nach Tab. 31 würde eine aufwärts gerichtete Verschiebung ein kleineres γ , also einen besseren Anschluss an die Theorie geben, als eine wagrechte Verrückung.

12. Ansteigende Oberfläche, verticale oder vorgeneigte Wand, Verschiebung abwärts.

Eine abwärts gerichtete Bewegung hat auch hier, sowie es früher bei horizontaler Oberfläche beobachtet worden war, eine steilere Lage der Gleitfläche zur Folge. Die Verschiebung wurde bei den Versuchen der bezüglichen Tab. 32 immer parallel zum Terrain genommen.

Tabelle 32.
Bodenart: Rheinsand.

Nummer	ε	v	γ theoret.	γ gemessen	Anmerkung
119	15°	105°	55° 25'	57°	Fig. 8 Wand normal zur Ober- fläche.
120	20°	110°	52° 47'	59°	
121	30°	120°	44° 37'	59°	
122	33° 40'	123° 40'	33° 40'	ca. 48°	
123	33° 40'	123° 40'	33° 40'	" 51°	
124	20°	90°	52° 47'	" 54°	Fig. 9 Wand lothrecht.
125	30°	90°	44° 37'	" 59°	

Auch Bleischrot gab (126) unter dem Reibungswinkel aufgeschüttet $\gamma > \varphi$.

13. Ansteigende Oberfläche, rückgeneigte Wand, horizontale Verschiebung.

Die Neigung der Gleitfläche zeigte sich bei geringer Hinterschneidung kleiner, als sie bei horizontaler Oberfläche

*) Theorie des Erddruckes auf Grund der neueren Anschauungen, Wien 1881, S. 46.

— hier galt $\gamma = \frac{1}{2}(\varphi + \nu)$ — gewesen war. Bei stark rückliegender Mauer ergab sich $\gamma > \frac{1}{2}(\varphi + \nu)$, welche Erscheinung sich vielleicht auf ähnliche Weise, wie die im Absatze 10 hervorgehobene, durch die Lockerungsfähigkeit des Materiales erklärt. Bei allen Versuchen betrug die Terrain-Neigung 20°

Tabelle 33.

Bodenart: Rheinsand.

Nummer	ν	γ gemessen	$\frac{\nu + \varphi}{2}$	Anmerkung
125	90°	54°	61° 50'	Siehe oben.
127	70°	50°	51° 50'	Fig. 10.
128		53°		
129	50°	45°	41° 50'	Fig. 11.
130		46°		
131		45°		

14. Abfallende Oberfläche, horizontale Verschiebung.

Wenn bei abfallender Oberfläche die Mauerlage eine derartige ist, dass die Richtungslinie der Maximalpressung das Terrain innerhalb des Erdkörpers schneidet, so geschieht das Gleiche auch seitens der Minimalpressung. In Folge dessen fällt hier das Kriterium Mohr's für die Gültigkeit der Formel 34 mit dem Weyrauch's zusammen und wird

durch die Ungleichung $\nu \geq \gamma + \frac{90^\circ - \varphi}{2}$ ausgedrückt, so dass

z. B. bei Rheinsand:

für $\varepsilon =$	0	— 5°	— 10°	— 15°	— 20°
also $\gamma =$	61° 50'	63° 51'	65° 58'	68° 15'	70° 53'
$\nu \geq$	90°	92° 1'	94° 8'	96° 25'	99° 3'

für $\varepsilon =$	— 25°	— 30°	— 33° 40'
also $\gamma =$	74° 10'	79° 3'	90°
$\nu \geq$	102° 20'	107° 13'	118° 10'

sein muss.

Tabelle 34.

Nummer	ε	ν	γ theoret.	γ gemessen	Anmerkung
132	— 20°	90°	unbestimmt	61°	Fig. 12
133	— 30°	90°		64°	
134	— φ	58°		45°	
135	— φ	70°		58°	Fig. 13
136	— φ	90°		60°	
137	— φ	90°	90°	61°	Fig. 14
138	— φ	90°		61°	
139	— φ	118°		ca. 75°	
140	— φ	130°		" 73°	
141	— 22°	90°	unbestimmt	" 58°	Bleichrot.

Rheinsand.

Nach Tab. 34 war bei abfallender Oberfläche und lothrechter Mauer die Neigung der Rutschebene anscheinend so gross, wie bei wagrechtem Terrain, nämlich = ca. $\frac{\varphi + 90^\circ}{2}$.

Bei vorgeneigter Wand blieben die gemessenen Werthe von γ hinter den theoretisch berechneten zurück.

III. Gleitfläche bei Sandmassen, welche seitlich gedrückt werden.

2. Horizontale Oberfläche, verticale Wand, horizontale Verschiebung.

Die bezüglichen Versuche wurden ergänzt (vergl. Tab. 35).

Tabelle 35.

Bodenart: Rheinsand.

Nummer	Figur	Verschiebung	Höhe	Verschiebung Höhe	Entfernung des Gleitflächen- fusses vom Fusse der Wand	Entfernung Höhe	Breite des Sand- kuchens	γ	Anmerkung
		Centimeter							
142	—	0.5	2.55	0.19	—	—	8.0	Blosse Wellung	Die Seitenumfassungen blieben an Ort und Stelle (bei 149 fand vielleicht eine geringe Mitbewegung statt).
143	15	1.5	5.5	0.27	4.8	0.87	8.3	34°	
144	—	1.4	4.9	0.29	3.5	0.71	8.0	32°	
145	—	0.8	2.75	0.29	2.4	0.87	8.0	31°	
146	16	1.5	4.9	0.31	3.7	0.76	8.3	25° bis 37°	
147	—	0.8	2.6	0.31	1.9	0.73	3.1	33°	
148	—	0.8	2.6	0.31	—	—	8.0	Blosse Wellung	
149	—	2.5	7.8	0.32	—	—	8.0	27°	
150	—	1.0	2.7	0.37	1.6	0.59	8.0	35°	
151	—	1.0	2.7	0.37	2.5	0.93	22.0	34°	
152	—	1.1	2.8	0.39	1.4	0.50	5.0	34°	Desgl. Sand gestampft.
153	—	1.7	2.2	0.77	1.6	0.73	8.0	36°	
154	—	0.8	2.0	0.40	1.2	0.60	8.0	34°	Die Seitenumfassungen wurden mit der Wand verschoben.
155	—	0.8	—	—	—	—	8.0	Blosse Wellung	
156	—	1.4	2.8	0.50	zwei Gleitfl. 3.2 bzw. 5.3	1.17 bzw. 1.89	8.3	31° bzw. 26°	
157	—	1.4	2.7	0.52	2.9	1.07	8.3	25°	Eine Seitenwand bewegte sich einige Millimeter mit.
158	—	2.0	1.9	1.05	zwei Gleitfl. 0.9 bzw. 1.6	0.47 bzw. 0.84	8.0	33° bzw. 22°	
159	—	2.2	7.6	0.29	—	—	8.0	25°	

Festgehaltene Seitenwände üben demnach keinen Einfluss auf die Vorgänge in der Mitte des Sandkörpers, während ein Mitverschieben der Seitenumgrenzungen bei geringer Kuchenbreite eine flachere Lage der Rutschebene bewirkte. Bei Nummer 146 war die Gleitlinie des achsialen Durchschnittes gekrümmt und γ oben grösser als unten, das Präparat mit der höchsten Mauer (Nr. 149) zeigt im Wesentlichen eine Gerade von 27° Neigung, welche nahe am Boden in eine flachere Curve übergeht; Aehnliches dürfte bei 159 der Fall sein; die übrigen Körper lassen keine Bodenabflachungen erkennen, doch ist das allgemeine Vorhandensein einer Abrundung nicht unwahrscheinlich, da unmittelbar am Mauerfusse eine Rutschung parallel zur Verschiebungsrichtung der Wand stattfinden muss. Bei 153 und 159 bestand die Schubwand aus zwei Klötzen, von welchen nur der obere verschoben wurde; die Sandmassen in der Höhe des unteren Klotzes blieben in Ruhe und die darüberliegenden lieferten die gewöhnlichen Erscheinungen.

Ein Stampfen (Nr. 154) bewirkte keine Aenderung von γ , verringerte aber etwas die Entfernung der Gleitfläche. Der Vorgang beim Schube ist etwa der folgende: zunächst wellen sich die früher ebenen Schichten, später bildet sich eine eigentliche Knickfläche; diese wird immer steiler und jenseits derselben entsteht eine zweite, hierauf eine dritte u. s. f. mit, der Reihe nach, geringerer Anfangsneigung (vergl. Fig. 28 mit 5 Flächen). Ein Gesetz zur Berechnung des Abstandes des Gleitflächenfusses von der Mauerbasis liess sich nicht auffinden.

Bleischrot gab nachstehende Werthe:

Tabelle 36.

Nr.	Ver-schiebung	Höhe	Entfernung des Gleitflächenfusses vom Fusse der Wand	γ
160	—	—	—	45°
161	2·3	4·2	2·0	40°

Die von gewöhnlichem Sande gezeigte Uebereinstimmung von γ und φ findet also bei kleineren Werthen von φ nicht mehr statt, indem diesen grössere γ entsprechen. Es ist speciell

bei Rheinsand: $\varphi = 33^\circ 40'$, $\frac{90 - \varphi}{2}$ (theoret. γ) = $28^\circ 10'$,

γ (gemessen) = 34° = ca. φ ,

bei Bleischrot: $\varphi = 26^\circ$, $\frac{90 - \varphi}{2}$ (theoret. γ) = 32° ,

γ (gemessen) = $42^\circ 30'$.

Die Entstehung der Gleitflächen bietet neben direct technischem auch geologisches Interesse. Die Verwerfung der Gesteinslagen wird durchweg als die Wirkung von Druckkräften angesehen und es lässt sich an einer Vorrichtung, „welche schon Hutton zur Erklärung der Faltungen anwandte, an einer Reihe übereinander gelegter Tücher, welche man seitlich presst, der Vorgang der Faltung ver-

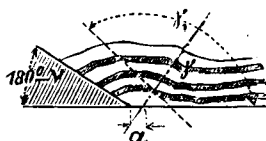
anschaulichen“.) Denselben Gegenstand untersuchte Hall sowie Daubrée,**) zu welchem Zwecke letzterer Platten aus Metall, sowie aus, mit diversen Stoffen gemengtem Wachs auf Zerknicken beanspruchte, und Stäbe aus verschieden gefärbten Wachslagen in ihrer Längsrichtung zusammendrückte. Einige Versuche mit Papiermaché-Brei, Lehm und Wachs, bei denen das Material wie in der vorliegenden Arbeit auf einer Bodenplatte aufruhte, sowie mit übereinander gelegten Brettchen, welche zerklüftete Felsmassen darstellten, veranstaltete Pfaff.***) Auf die Knickung geologischer Schichten bezieht sich das folgende, eigentlich erst in den 4. Absatz gehörende Experiment. Ein Kautschukband wurde über ein horizontales Blech gelegt und gespannt, so dass es sich um $\frac{1}{8}$ seiner Länge ausdehnte und dann mit einem Sandberg von 2·1 cm Höhe überschüttet. Bei dem Aufhören der Spannung zog sich das Band zum Theil wieder zusammen; die Bergoberfläche hob sich sichtlich, aber die einzelnen Lagen waren, so weit man es erkennen konnte, eben geblieben. Ein zweites Mal reichte der Berg über das Band hinaus, letzteres zog sich einerseits in der Längsrichtung zusammen, andererseits dehnte es sich seiner Breite nach aus und dort, wo sich die Bandränder mit ihrer Materialüberlagerung gegen die fest ruhenden Parteen bewegten, bildete sich eine, wenn auch schwache Wellung.

4. Horizontale Oberfläche, vorgeneigte Wand, horizontale Verschiebung.

Tabelle 37.

Bodenart: Rheinsand.

Nr.	180 — γ	Ver- schiebung	Höhe	α	γ	180 — γ_1
		C e n t i m e t e r				
164	70°	1·8	2·25	0·4	35°	—
165	50°	1·1	2·55	0·6	35°	—
166	40°	1·7	—	— 0·3	39°	39°
167	40°	1·1	2·7	0·2	38°	48° ?
168	40°	1·0	2·2	—	Wellung	—
169	28°	1·3	2·7	0·4	40°	32°
170	28°	2·2	2·7	—	2 Gleitfl.	30°
171	20°	1·4	2·6	0·2	40°	31° ?
172	20°	1·6	2·6	0·2	40°	31°
173	0°	1·2	2·1	0	36°	33°



Eine vorgeneigte Wand gibt ungefähr dieselbe Gleitflächen-Neigung wie eine verticale Mauer und veranlasst, wenn sie genügend flach liegt, die Bildung eines Doppelkeils.

*) Geologie als exacte Wissenschaft mit einem Anhang von Dr. Friedr. Pfaff, Leipzig, 1873, S. 244.

**) Études synthétiques de géologie expérimentale, Paris, 1879; Synthetische Studien zur Experimental-Geologie von A. Daubrée, autorisierte deutsche Ausgabe von Dr. Adolf Gurlt, Braunschweig, 1880, S. 219—230, 245—247.

***) Der Mechanismus der Gebirgsbildung von Dr. Friedr. Pfaff, Heidelberg, 1880, S. 22—44, S. 79.

5. Horizontale Oberfläche, zurückgeneigte Wand, horizontale Verschiebung.

Tabelle 38.
Bodenart: Rheinsand.

Nummer	ν	Ver- schiebung	Höhe	a	γ	Anmerkung
		Centimeter				
174	70°	0.9	1.9	2.4	32°	Fig. 19.
175	50°	0.9	1.8	2.5	34°	
176	50°	1.2	1.85	2.6	30°	
177	28°	0.8	1.9	4.5	34°	
178	28°	1.1	—	4.5	31°	
179	28°	1.2	1.5	4.2	35°	
180	15°	1.6	1.6	8.3 ?	30° ?	

Bei einer rückliegenden Mauer comprimirt sich der zwischen ihr und dem Boden befindliche Keil, so dass man es gleichsam wieder mit einer lothrechten Wand zu thun hat und den letzterer entsprechenden Winkel findet.

6. Ansteigende Oberfläche, Verschiebung parallel zu derselben.

Das drückende Klötzchen bewegte sich, wie aus untenstehender Figur erhellt, auf dem zur Oberfläche parallelen Boden des Sandkastens.

Tabelle 39.
Bodenart: Rheinsand.

Nummer	ϵ	Ver- schiebung V	h	a	$\gamma - \epsilon$	Anmerkung
		Centimeter				
181	30°	1·2	1·6	0·0	ca. 48°	Mauer wagrecht.
182	20°	2·0	4·2	3·5	" 37°	Mauer normal
183	20°	—	2·8	2·8	37°	
184	30°	1·7	4·4	3·5	unten 30° oben 48°	Fig. 20 } zur Ober- fläche.
185	34°	1·3	3·0	1·8	40°	
186	20°	1·9	1·45	1·7	43°	Fig. 21 } Mauer lothrecht.
187	30°	0·9	1·6	2·5	ca. 39°	

Der Winkel $\gamma - \epsilon$ zwischen Gleitfläche und Bewegungsrichtung, wächst, wenn diese parallel zum Terrain verläuft, ein wenig mit dessen Steilheit. Der Druck des höher liegenden Sandes verursacht, wenn man so will, in analoger Weise wie der Widerstand einer Rückwand die eben erwähnte Vergrößerung.

7. Abfallende Oberfläche, Verschiebung parallel zu derselben.

Nach Tab. 40 nimmt bei abfallender Oberfläche der Winkel $\gamma - \epsilon$ zwischen ihr und der Gleitebene mit zunehmender Terrain-Neigung ab.

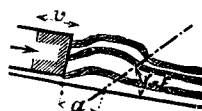
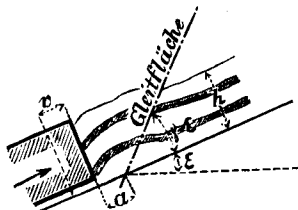


Tabelle 40.
Bodenart: Rheinsand.

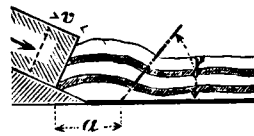
Nummer	ϵ	Ver- schiebung V	h	a	$\gamma-\epsilon$	Anmerkung
		Centimeter				
188	—15°	1.6	3.0	1.6	33°	Fig. 22 } Mauer normal
189	—15°	2.0	3.1	2.0	34°	
190	—15°	2.1	2.7	2.8	ca. 40°	
191	—20°	1.9	2.3	1.9	30°	Fig. 23 } zur Ober- fläche.
192	—30°	2.0	2.05	1.6	22°	Fig. 24 }
193	—30°	—	1.55	0.75	15°	
194	—32°	1.1	1.35	0.95	26°	
195	—20°	1.2	1.5	0.6	32°	} Mauer lothrecht.
196	—30°	0.9	1.4	0.4	26°	

8. Horizontale Oberfläche, zurückgeneigte Wand, normal verschoben.

Bei den bezüglichen Versuchen (Tab. 41) zeigte sich γ etwas grösser als bei wagrechter Bewegung einer lothrechten Wand. Beträgt der Winkel ν zwischen Wand und Bodenfläche, also auch der ihm gleiche zwischen Druckrichtung und der Lothrechten weniger als φ , so ist wohl jedes Gleiten unmöglich und der Sand wird blos comprimirt.

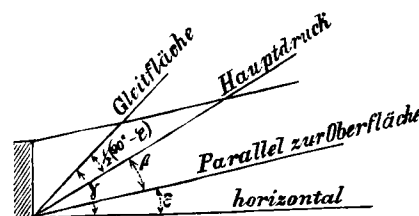
Tabelle 41.
Bodenart: Rheinsand.

Nummer	V	Ver- schiebung V	h	a	γ	Anmerkung
		Centimeter				
197	60°	—	3·6	4·0	38°	Fig. 25. Trotz grosser An- strengung senkte sich der Schubklotz nur wenig und entfernte sich schliesslich vom Leitkeil.
198	60°	1·6	2·9	4·0	37°	
199	28°	—	2·4	6·5	37°	



9. Ansteigende Oberfläche, verticale Wand, horizontale Verschiebung.

Bei Erdschub gilt ebenso wie bei Erddruck Winkler's oben erwähnte Formel



$$\sin(2\beta + \epsilon) = \frac{\sin \epsilon}{\sin \beta} \quad (33)$$

aus welcher zwei Werthe für $2\beta + \epsilon$ und damit auch zwei Werthe für β hervorgehen, deren grösserer sich auf Erddruck und deren kleinerer sich auf Erdschub bezieht. Die

Einsetzung

$$\beta = \gamma - \frac{90^\circ - \varphi}{2} - \epsilon$$

liefert $\sin(2\gamma - 90 + \varphi - \epsilon) = \frac{\sin \epsilon}{\sin \beta}$ oder

$$\cos(2\gamma + \varphi - \epsilon) = -\frac{\sin \epsilon}{\sin \beta} \quad . \quad . \quad (34.)$$

Hiernach fände sich z. B. bei Rheinsand ($\varphi = 33^\circ 40'$) für

$\epsilon = \varphi \quad 30^\circ \quad 20^\circ \quad 10^\circ \quad 0^\circ \quad -10^\circ \quad -20^\circ \quad -30^\circ \quad -\varphi$

$\gamma = 90^\circ 75^\circ 22' 57^\circ 13' 42^\circ 18' 28^\circ 10' 14^\circ 2' -0^\circ 53' -19^\circ 2' -\varphi$

Diese Theorie geht von der Annahme aus, dass auf Flächen parallel zur Oberfläche lothrechte Kräfte wirken,

womit bei einer gegebenen Ebene auch die Lage des auf sie ausgeübten Druckes bestimmt ist. Damit die Theorie anwendbar sei, müsste daher vor Allem die Schubkraft der Mauer eine vorgeschriebene Richtung haben, müsste z. B. bei lothrechter Wand parallel der Oberfläche sein. Aus den vorgehenden Mittheilungen geht hervor, dass die Mauerlage nur von geringem Einflusse ist, dass es wesentlich auf die Verschiebungsrichtung ankommt und dass eine Bewegung parallel der Oberfläche nicht die berechneten Werthe von γ liefert. Die in diesem Absatze zur Sprache kommenden

Tabelle 42.
Bodenart: Rheinsand.

Bodenart: Rheinsand.

Nummer	ε	Höhe der Schüttung an der Mauer		Verschiebung	γ berechnet	γ gemessen	Figur
		vor der Verschiebung	nach der Verschiebung				
		C e n t i m e t e r					
200	20°	—	4.0	1.6	57° 13'	1 Gleitfläche 68°.	
201	20°	—	2.9	1.4	57° 13'	1 Gleitfläche 54°.	
202	φ	2.0	4.1	1.4	90°	1 Gleitfläche, kaum erkennbar, γ oben ca. 90°, unten kleiner.	
203	φ	1.2	4.1	—	90°	Etwa 4 Gleitflächen; die der Mauer nächste ungefähr lothrecht; die letzte mit γ oben 80°, unten ca. 48°.	
204	φ	2.6	3.5	—	90°	Etwa 4 Gleitflächen; die der Mauer nächste ungefähr lothrecht; die letzte mit γ oben 78°, unten ca. 45°.	26
205	φ	0.0	4.1	—	90°	Etwa 6 Gleitflächen; die der Mauer nächste lothrecht; die letzte mit γ oben 80°, unten 66°.	27

Versuche zeigen in der Neigung der Gleitfläche, dort wo letztere das Terrain schneidet, einen besseren Anschluss an die Theorie. Der Aufschluss auf experimentellem Wege wird hier jedoch dadurch erschwert, dass wenn ϵ nahe gleich φ ist, ehe noch eine erste Gleitfläche sich deutlich ausgebildet hat, bereits neue entstehen.

10. Abfallende Oberfläche, verticale Wand, horizontale Verschiebung.

Hier zeigte sich eine Abnahme von γ bei stärker werdendem Abfall des Terrains in der Weise, dass bei einer Oberfläche parallel der natürlichen Böschung die Gleitfläche horizontal wurde.

Tabelle 43.
Bodenart: Rheinsand.

Nummer	ϵ	γ theoret.	γ gemessen	A n m e r k u n g
206	-18	$2^\circ 14'$	ca. 8°	
207	$-\varphi$	$-\varphi$	0	Das Gleiten fand auf der horizontalen Bodenplatte statt.
208	$-\varphi$	$-\varphi$	ca. -3°	Die Mauer bestand aus 2 Klötzchen, von welchen nur das obere verschoben wurde.

Function des Schwimmthores im Wiener Donau-Canale während des Hochwassers im Jänner 1883.

Das Schwimmthor feierte heuer sein zehnjähriges Jubiläum bei ungewöhnlich grossem Hochwasser.

Die abgelaufenen zehn Jahre waren reich an aussergewöhnlichen Eis- und Wasservorkommnissen an der Donau und ganz geeignet, die Leistungsfähigkeit des Schwimmthores zu erproben.

Im Jahre 1876 trat nach einem starken Eisgange während mehreren Tagen ein hoher Wasserstand ein und das Schwimmthor musste getaucht werden.

Der Winter von 1879 auf 1880 war ein ungewöhnlich strenger. Schon im November musste das Schwimmthor vorgelegt werden, die Temperatur sank auf -20° , in der Donau stellte sich das Eis bis Ybbs auf eine Länge von 178 km, auf dem Inn auf eine Länge von 75 km.

Noch am 24. Februar 1880 stand das Eis von der ungarischen Grenze bis Mannswörth.

Durch diese lange Zeit des ungewöhnlich starken Frostwetters ward die Eisbildung eine ganz aussergewöhnliche und die Donau bei Wien bis auf den Grund mit Eis ausgeschoben, die abfliessenden Eisblöcke waren von colossalen Dimensionen und grosser Festigkeit und wirkten verheerend im Strome namentlich bei der Ausmündung des Canales. Photographische Aufnahmen haben dieses seltene grossartige Schauspiel zur Erinnerung aufbewahrt.

Oberhalb des Schwimmthores wurde beim Abgange des Eises der Canal mit Eis so ausgeschoben, dass am Schwimmthore zeitweise eine Depression des Wassers von mehr als 3.5 m entstand.

Das Schwimmthor widerstand diesem Einstürmen der colossalen Eismassen und bewahrte die Stadt vor einer Ueberschwemmung.

Im Jahre 1881 hatte sich das Eis im Strome in den Monaten Jänner und Februar festgestellt, und wenn auch in kürzerer Periode und geringerem Maasse wiederholten sich die Vorkommnisse des Jahres 1880.

Das Jahr 1883 begann mit einem Hochwasser, wie ein solches seit dem Jahre 1736 nur noch einmal im Jahre 1862 stattfand.

Die Verheerungen, welche bereits im Herbst des verflossenen Jahres die Hochwässer der Flüsse in Europa verursachten, liessen wohl befürchten, dass auch die Donau ihren Tribut der ungewöhnlichen Regenperiode werde entrichten müssen.

Am 28. December brachten die Berichte die Anzeigen über das rapide Steigen der Wässer in der Donau und ihren Nebenflüssen.

In der Nacht vom 28. zum 29. wurde das Schwimmthor bei einem Wasserstande von 3.15 am Schwimmthor-Pegel vorgelegt und am 29. Früh getaucht.

Das Wasser stieg rasch bis zum 31. im Hauptstrome bei der Agentie in Nussdorf auf 4.08, fiel am 2. Jänner auf 3.76, um von da an wieder bis auf die grösste am 5. erreichte Höhe von 4.72 zu steigen.

Das Schwimmthor fungirte während dieser Zeit in unveränderter Stellung seiner ursprünglichen Tauchung und die Folge davon war ein nur langsames Steigen des Wassers im Canale, welches von 3.28 m an der Ferdinands-Brücke stetig steigend, seine grösste Höhe am 5. mit 3.90 erreichte.

Zum Verständnisse und Beurtheilung der Function des Schwimmthores in dieser Periode des Hochwassers ist es nöthig, einige Vorfragen zu erörtern.

Wasser-Pegel.

Drei Pegel kommen hier vorzüglich in Betracht. Der Wasserpegel im Strome oberhalb Nussdorf bei der Donau-Dampfschiffahrts-Agentie; — der Pegel am Schwimmthor und der Pegel an der Ferdinands-Brücke.

Vielfältige Beobachtungen haben gezeigt, dass bei nicht vorgelegtem Schwimmthor bei gleichbleibendem Wasserstande und gleichzeitiger Ablesung der Wasserstände, der Pegel am Schwimmthore einen gleichen Wasserstand ausweist, wie jener an der Ferdinands-Brücke; -- das aber beide Pegel einen höheren Wasserstand markiren, als derselbe gleichzeitig im Strome bei der Agentie abgelesen wird.

Die Ursache erklärt sich, wie man auch aus der graphischen Aufnahme der Beobachtungen ersieht, aus der Stellung des nicht in der Gefällslinie des Canales liegenden Nullpunktes des Pegels bei der Agentie und dem verengten Querschnitte des Klauseneinbaues.

Diese Differenz, um welche der an der Ferdinands-Brücke abgelesene Wasserstand höher als im Strome ist, wurde in den Jahren der Hochwässer von 1880 und 1881 mit 0.40, 0.41 und einmal, am 18. August 1880 mit 0.36 constatirt.

In der folgenden Erörterung nehme ich die geringste beobachtete Differenz von 0.36 an, d. h. der Wasserstand an der Ferdinands-Brücke ist gleich jenem im Strome bei der Agentie mehr 0.36 m.

Wassermengen und Geschwindigkeiten.

Bei den für die Tauchung des Schwimmthores vorzunehmenden Rechnungen ist es wichtig, so genau als thunlich, die Wassermassen, welche bei einem bestimmten Wasserstande an der Ferdinands-Brücke in der normalen Canalstrecke oberhalb der Ferdinands-Brücke fliessen und ihre Geschwindigkeiten zu kennen, und da diesbezügliche Rechnungen nur Näherungswerthe geben können, ist eine directe Messung wünschenswerth.

Eine solche directe Messung der Wassermenge Q wurde von Professor Harlacher am 4. Mai 1878 in dem regelmässigen Profile zwischen der Quaimauer beim Schwimmthore vorgenommen.

Die gemessene Wasserquantität bei einem Wasserstande von 1.92 m an der Ferdinands-Brücke betrug $416.4 m^3$.

Wie aus der graphischen Aufnahme der beobachteten Wasserstände ersichtlich ist, hat die oberhalb der Ferdinands-Brücke befindliche ziemlich gerade Canalstrecke von 2 km ein gleichbleibendes relatives Gefälle von 0.00038.

In dieser Strecke wurde von der Bauleitung der Donau-Regulierungs-Commission drei Profile bei Nr. 45, 55 und 65 genau aufgenommen.

Nimmt man das mittlere Profil Nr. 55 bei dem Wasserstande von 1.92 m mit dem gemessenen Querschnitte von $O = 227.0 \text{ m}^2$, bei dem benetzten Umfange von $S = 62.98$ also: $R = \frac{O}{S} = 3.604$, durch welche am 4. Mai 1878 eine Wassermenge von 416.4 m^3 durchfloss, so ergibt das eine mittlere Geschwindigkeit von $c = \frac{Q}{O} = 1.834 \text{ m}$.

Rechnet man die Geschwindigkeit c und Wasserquantität Q bei dem Gefälle $s = 0.00038$ nach der Lachmeyer'schen Formel $Rs = 0.000022 c + 0.000377 c^2$, so findet man $c = 1.880$, $Q = 427$.

Nachdem aber im vorliegenden Falle R , s , c , bekannt ist, lässt sich der Coëfficient von c^2 genauer bestimmen und dem Donau-Canale anpassen und man findet für die anzuwendende Formel:

$$Rs = 0.000022 c + 0.000396 c^2.$$

Mit dieser corrigirten Formel findet man über das Profil 55

	c	Q
Bei einem Wasserstande von 1.92	1.834	416
" " " " 2.32	1.901	476
" " " " 3.08	2.016	601
" " " " 4.00	2.106	765

Führt man die Rechnung in allen drei Profilen durch und nimmt das Mittel, so findet man:

Wasserstand	c	Q
1.92	1.834	416
2.32	1.913	484
3.08	2.027	611
4.00	2.123	769

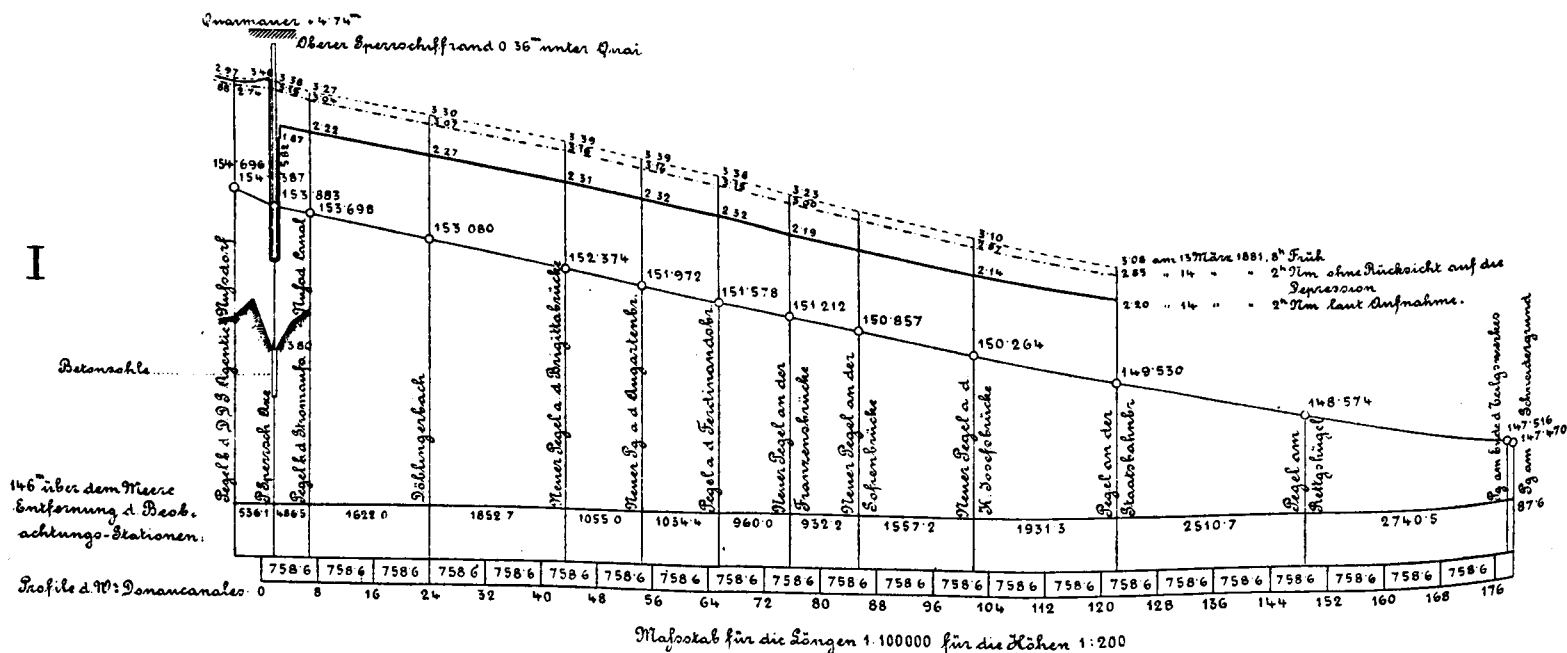
also nur geringe Abweichungen in den Werthen.

Die Wasserstände von 2.32 und 3.08 m sind solche bei welchen Beobachtungen mit dem getauchten Schwimmthore vorgenommen wurden.

Linie der Depression bei der Tauchung des Schwimmthores am 14. März 1881 und 5. Jänner 1883.

Um bei einer bestimmten Tauchung des Schwimmthores die Grösse der Depression, so wie die Linie derselben kennen zu lernen, hat die Oberbauleitung der Donau-Regulierungs-Commission am 13. und 14. März 1881 eine Probetauchung mit dem Schwimmthore vorgenommen.

Depression des Wasserspiegels im Wiener Donau Canale hervorgebracht durch Tauchung des Schwimmthores im März 1881.



An 11 Pegeln wurde der Wasserstand im Strome und dem Canale vor Einhängung des Schwimmthores und nach der Tauchung desselben abgelesen.

Das Resultat ist aus beistehender graphischen Aufzeichnung ersichtlich.

Die oberste Linie ist der Wasserstand am 13. März vor der Einhängung des Schwimmthores.

Die zweitfolgende Linie der am 14. 2 Uhr Nachmittags um 0.23 m in der Donau gesunkene Wasserstand zur Zeit des bereits getauchten Schwimmthores.

Die dritte Linie die durch das getauchte Schwimmthor zur selben Zeit um 2 Uhr bewirkte gesenkte Wasserlinie im Canale.

Wie man sieht, waren ohne dem getauchten Schwimmthore die Wasserstände:

Rückstau des Wassers im Canale.

Schon bei der Projectsverfassung der Absperrvorrichtung mittelst eines Schwimmthores wurde auf den Rückstau des Wassers aus dem Strom bei der Canalausmündung in den Canal Rücksicht genommen.

Es wurde, bei Annahme des mittleren Gefälles des Canales und eines gleichbleibenden Querschnittes nach dem Normalprofile, die Staulinie für eine Differenz der Wasserstände bei der Ferdinands-Brücke und dem Strome bei der Canalausmündung von einem Meter berechnet und gefunden, dass der Stau bis zur Ferdinands-Brücke reiche.

Nach dieser gerechneten Staulinie wurden die unterhalb der Ferdinands-Brücke gelegenen Ufer mit einer Erhöhung von 0.60 m über die Staulinie ausgeführt.

Die beiden graphisch dargestellten Beobachtungen vom 14. März 1881 und 5. Jänner 1883 zeigen nun, dass im März 1881 die Depression weit unterhalb der Ferdinands-Brücke wirksam war und das im Jänner d. J. gar kein Rückstau eintrat.

Die Ursache liegt einerseits darin, dass der Canal von der Ferdinands-Brücke an ein grösseres Gefälle hat, welches in dem Theile an der Ausmündung in ein kleineres Gefälle als das mittlere Gefälle des Canales übergeht, namentlich aber darin, dass die Uferdämme des Stromes an der Canalausmündung noch nicht hergestellt sind, der Strom sich dort bei Hochwasser in die Niederungen ergiessen kann und der Wasserstand im Strome bei der Canalausmündung im Jänner d. J. bloss 3.82 gegen 3.90 im Canale und 4.82 im Durchstiche des Stromes an der Reichsbrücke betragen hat.

Erst dann, wenn durch die Beendigung der Uferdämme des Stromes an der Canalausmündung der Wasserstand im Strome über 4.00 sich heben sollte, kann ein Rückstau im Canale eintreten.

Wie weit dann die Staulinie gegen die Ferdinands-Brücke reichen kann, wird von dem Gefälle des Stromes bei der Canalausmündung, der Art des neu herzustellenden Bettes, von dem angeführten variirenden Gefälle des Canales und dem in Rechnung zu nehmenden ungleichen Profile des Canales in den einzelnen Strecken abhängen.

So viel lässt sich aber jetzt schon übersehen, dass der künftige Zustand des Strombettes keine wesentliche Beeinträchtigung der Wirkungen des Schwimmthores auf die Depression des Wassers im Canale in der oberhalb der Ferdinands-Brücke liegenden Strecke bewirken kann.

Dampfheizung.

Während des getauchten Zustandes des Schwimmthores, also mit Wasser gefüllten Kammern, trat ein Frost ein mit einer Temperatur bis -11° .

Die Dampfheizung war aber im Stande, die Temperatur der Luft in den Wasserkammern und die Temperatur des Füllwassers über Null zu erhalten, und die Erfahrung hat nun gezeigt, dass selbst bei strengem Froste die Kammern mit Wasser gefüllt werden können und die Dampfpumpen anstandslos arbeiten.

Wasserdruck auf das Schwimmthor und das bewegliche Widerlager.

Der berechnete Druck auf das Schwimmthor betrug am 5. Jänner 468.000 kg, also auf das bewegliche Widerlager 234.000 kg.

Im Jahre 1880 hatte das Schwimmthor durch die von der Eisausschiebung erzeugte grosse Depression einen grösseren Druck auszuhalten, ohne dass die mindeste Deformation oder ein Leckwerden des Schwimmthores bemerkt wurde.

Reibungswiderstand an den Widerlagern.

Die Gleitflächen an den Widerlagern sind gehobelte Eisenplatten und Eichenholz. Der Reibungs-Coefficient variirt nach meinen Beobachtungen je nach der Grösse des Druckes von 0.2 bis 0.6, wird aber bei sehr grossem Drucke, wie bei dem grossen Wasserstande am 5. Jänner, noch grösser.

Bei einem so grossen Drucke, wie jener des 5. Jänner, kann eigentlich von einem Gleiten und einem Reibungs-Coefficienten nicht mehr gesprochen werden, es findet ein festes Ineinanderpressen der Unebenheiten der Anlagflächen derart statt, dass eine Bewegung ohne Abscherung gar nicht eintreten kann.

Bei dem Drucke von 468.000 kg betrug daher der Reibungswiderstand, also der Widerstand gegen eine Bewegung des Schwimmthores mindestens 280.800 kg, wahrscheinlich über 300.000 kg.

Ueberfluthung des Schwimmthores.

Es ist die Frage aufgeworfen worden, was mit dem Schwimmthore geschehen würde, wenn das Wasser im Strome so hoch stiege, dass es über Deck fliesst, und ob nicht in einem solchen Falle das Schwimmthor durch den Druck des über Deck fliessenden Wassers sinken müsste.

Ein solcher Fall liegt zwar ausserhalb des Bereiches aller Wahrscheinlichkeit, denn wie schon früher gesagt wurde, müsste der Wasserstand im Strome in Nussdorf auf 5.50 m, also um 0.50 m höher als die höchsten Wasserstände der letzten zwei Jahrhunderte steigen, um über Deck zu fliessen. Wenn aber dennoch ein solcher Fall angenommen würde, dann liegt die Antwort in der vorstehenden Erörterung über den Reibungswiderstand an den Widerlagern.

Abgesehen davon, dass man in einem solchen Falle das Füllwasser auspumpen könnte, wodurch das Schwimmthor entlastet würde, ohne dass es seine Stellung veränderte, würde das Schwimmthor bei seiner Deckfläche von $313 m^2$ selbst bei einer Ueberfluthung von gegen ein Meter Höhe nicht sinken.

Bestimmung der nöthigen Tiefe der Tauchung des Schwimmthores, um eine bestimmte Depression zu erhalten.

Mit Hilfe der Resultate der vorangeführten Beobachtungen lässt sich nun die Frage beantworten: Wie tief muss das Schwimmthor getaucht werden, dass bei einem gegebenen Wasserstande im Strome bei der Agentie, im Donau-Canale bei der Ferdinands-Brücke ein bestimmter Wasserstand nicht überschritten werde?

Ist h = Differenz zwischen dem Pegelstande oberhalb dem Schwimmthore und dem Pegelstande an einer normalen Stelle im Canale unterhalb des Schwimmthores, d. i. übereinstimmend mit dem Pegelstande an der Ferdinands-Brücke;

v = die mittlere Geschwindigkeit des an das Schwimmthor ankommenden Wassers = der Wassermasse, getheilt durch den Querschnitt oberhalb des Schwimmthores;

w = die mittlere Geschwindigkeit des unter dem Schwimmthore durchströmenden Wassers;

c = mittlere Geschwindigkeit des Wassers im Canale;

x = lichte Höhe der Oeffnung unter dem Schwimmthore;

b = Breite der Durchfluss-Oeffnung;

μ = ein Erfahrungs-Corrections-Coëfficient,

so sind die bei der Construction des Schwimmthores aufgestellten einfachen Grundformeln:

$$h + \frac{v^2}{2g} = \frac{(w - c)^2}{2g} + \frac{c^2}{2g}$$

$$Q = \mu \cdot x \cdot b \cdot w.$$

$$\text{daraus: } w = c + \sqrt{2gh + v^2 - c^2}$$

Es handelt sich nun vor Allem den Corrections-Coëfficienten μ zu bestimmen.

Wenn in einem gegebenen Falle bei der Tauchung des Schwimmthores alle obigen Werthe mit Ausnahme von μ bekannt sind, dann lässt sich aus der Beobachtung μ rechnen.

Es liegen nun drei solche Beobachtungen vor. Die Beobachtung vom 22. Februar 1878 bei einem Wasserstande im Canale von 3.08 m, am 14. März 1881 bei einem Wasserstande von 2.32 m und vom 5. Jänner 1883 bei einem Wasserstande von 3.90 m. Mit den früher ermittelten Wassermengen und Geschwindigkeiten findet man in allen drei Fällen $\mu = 0.67$.

Mit dem so ermittelten Werthe des Corrections-Coëfficienten μ lässt sich nun im vorhinein x berechnen, d. h. wie tief das Schwimmthor getaucht sein muss, damit bei einem angenommenen Wasserstande im Hauptstrome das Wasser im Canale nur bis zu jener Höhe von 4.10 m steigen könne, bei welcher gegenwärtig ein Austreten des Wassers aus dem Canalbette beginnt.

Für einen Wasserstand des Jahres 1862 von 5.0 m im Strome und 4.10 m bei der Ferdinands-Brücke ergibt die Rechnung als nöthige lichte Höhe der Durchflussöffnung $x = 3.39$ m.

Nachdem aber auf der Betonsohle die eiserne Widerlager-Construction für das Nadelwehr gleich einer Erhöhung der Betonsohle um 0.42 m gleich zu setzen ist, so beträgt die Totalhöhe der Durchflussöffnung von der Betonsohle bis zu dem Boden des Schwimmthores $x = 3.39 + 0.42 = 3.81$ m.

Dies wird erreicht, wenn das Deck des Schwimmthores 1.09 m, also rund Ein Meter über der Quaimauer steht.

Die Manipulation mit dem Schwimmthore bei Hochwasser ist also eine sehr einfache.

Sobald nach den telegraphischen Nachrichten ein Hochwasser zu erwarten ist, wird das Schwimmthor vorgelegt, und mittelst Einlass von Wasser in das Schwimmthor so tief getaucht, dass sein Deck noch ein Meter über den Quaimauern liegt.

Das Schwimmthor wird nun während der ganzen Zeit des Hochwassers in dieser Stellung dadurch erhalten, dass in dem Maasse, als das Wasser steigt und der Auftrieb am Schwimmthore zunimmt, auch immer die entsprechende Wassermenge in das Schwimmthor eingelassen wird.

Der Auftrieb ist immer nur nach der Tauchung des Schwimmthores im Unterwasser zu rechnen und ergibt sich die einfache Regel, dass für je 0.10 m Mehrtauchung der Wasserstand in den vier Füllungskammern um 0.17 m durch Nachfüllung erhöht werde.

Dabei wird diese Operation durch den grossen Reibungswiderstand des Schwimmthores an seiner Anlagsfläche sehr erleichtert, indem, wie früher gezeigt wurde, selbst ein nicht unbedeutender Ueberschuss oder Abgang des für das Gleichgewicht nöthigen Wassers, keine Bewegung des Schwimmthores zur Folge hat.

Schlussbemerkung.

Die in der zehnjährigen Periode gemachten Erfahrungen über die Function des Schwimmthores lassen sich kurz wie folgt zusammenfassen:

1. Das Schwimmthor hat sich bei den grössten Eisgängen und Hochwässern als vollkommen widerstandsfähig und sicher bewährt. Es ist in Bezug auf die Festigkeit gut construirten, festen Absperrschleusen gleich zu stellen.

2. Das Schwimmthor vermag den Eintritt von grösseren Eismassen in den Canal zu verhindern und bei Hochwässern den Wasserstand im Canale so herabzudrücken, dass ein Austreten des Wassers über die Canalufer nicht eintreten kann.

3. Die Manipulation mit dem Schwimmthore ist eine höchst einfache.

Bei Eisgängen wird es schwimmend in dem vorgelegten Zustande belassen; bei Hochwässern wird es auf eine vorhinein bestimmte Tiefe getaucht und diese Stellung auch während des fortdauernden Steigens belassen; es wirkt dann wie ein festes Wehr.

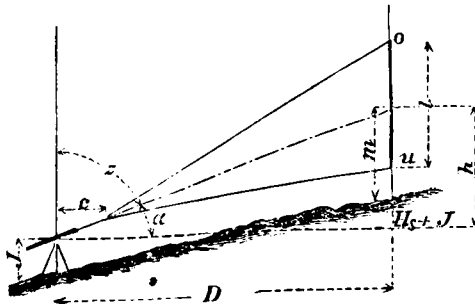
Eine Besorgniss, dass durch eine minder intelligente Handhabung die Wirksamkeit des Schwimmthores aufgehoben werden könnte, entfällt.

Es dürfte daher jetzt die Zeit gekommen sein, wo das Vertrauen in die Wirksamkeit und Sicherheit des Schwimmthores bereits so allgemein geworden ist, dass bei künftig eintretenden Hochwässern der kostspielige und die Bevölkerung beunruhigende Apparat von Böcken, Stiegen und Rettungsbooten entfallen kann.

Es bedeutet hierin (s. Fig. 1):

- D die horizontale Entfernung eines zu bestimmenden Punktes von dem Mittelpunkt des Instrumentes;
 H die absolute Höhe des fraglichen Punktes über einen angenommenen Horizont (Meeresspiegel);
 C die Constante des zur Distanzmessung verwendeten Instrumentes;
 c die sogenannte additionelle Constante für gewöhnliche Distanzmesser ohne annallatisches Fernrohr;
 l der zwischen den distanzmessenden Faden eingeschlossen erscheinende Lattenabschnitt (Differenz der Fadenlesungen $o-u$);
 α der Neigungswinkel der optischen Achse des Fernrohres gegen den Horizont (Höhenwinkel $+$, Tiefenwinkel $-$);
 z der Zenithwinkel u. zw. $z < 90^\circ (+)$ und $z > 90^\circ (-)$;
 H_s die absolute Höhe des Standpunktes;
 J die Höhe des Instrumenten-Mittelpunktes über dem Aufstellungspunkt (Instrumentenhöhe);
 m die Höhe, in welcher die Visur durch den Mittelfaden die Latte über ihrem Fusspunkte trifft (Mittelfadenlesung).

Fig. 1.



Behufs Ermittlung der räumlichen Lage eines Punktes bedarf es der Berechnung zweier der unter 3 oder 4 angeführten Formeln. Der trigonometrische Theil derselben lässt sich mit Hilfe des Rechenschiebers etc. rasch berechnen und liefert wohl die Horizontaldistanz D und den Werth h nicht aber unmittelbar die absolute Höhe H des gesuchten Punktes.

Um aus dem ermittelten $h = \pm Cl^{1/2} \sin 2\alpha + c \sin \alpha$ oder $\pm Cl^{1/2} \sin 2z + c \cos z$ bzw. $\pm Cl^{1/2} \sin 2\alpha$ oder $Cl^{1/2} \sin 2z$ die absolute Höhe H zu erhalten, bedarf es noch weiterer Operationen (s. Form 3 und 4), welche trotz ihrer Einfachheit sehr zeitraubend und wegen der häufigen Wiederholung auf den Geist des Rechnenden abspannend wirken, was sowohl die Schnelligkeit als Sicherheit der Arbeit nachtheilig beeinflusst.

Der Tachymeterschieber. Diese Thatfachen veranlassten den Verfasser, den nachfolgend beschriebenen Apparat zu construiren, mittelst welchem es möglich ist, bei Vermeidung jeder Rechnung nur durch entsprechende Einstellung des Apparates und Verschiebung zweier Theile desselben unmittelbar die Horizontal-Distanz und absolute Höhe eines fraglichen Punktes zu finden. Hiezu ist pro Punkt ein Zeitaufwand von 20–25 Secunden erforderlich.

Der Apparat besteht im Wesentlichen aus einem auf einer Unterlage befestigten Diagramm und einem darüber zu bewegenden Schieber.

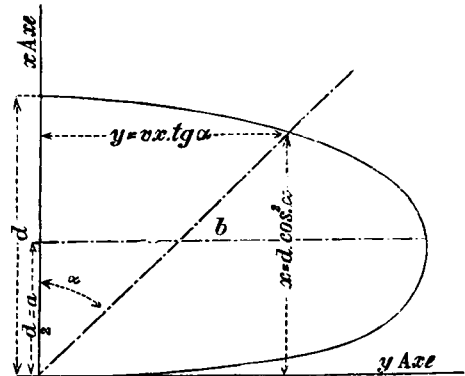
Das Diagramm ist eine graphische Darstellung der durch die Formeln für Distanz und Höhe

$$D = Cl \cos^2 \alpha \text{ resp. } Cl \sin^2 z^*)$$

$$\text{und } h = D \operatorname{tg} \alpha \quad \text{„} \quad D \cotg z$$

ausgedrückten Beziehungen zwischen D und h für gegebene Werthe von C, l und α bzw. C, l und z . Für vorliegenden Zweck lassen sich diese Beziehungen am besten durch zwei Systeme auf ein rechtwinkliges Coordinatensystem bezogener Linien, deren Verlauf durch vorangeführte Gleichungen bestimmt ist, darstellen.

Fig. 2.



Die Coordinaten der Schnittpunkte je zweier Linien dieser Systeme, repräsentiren die Werthe D und h . Die Maasseinheiten für die graphische Darstellung der unabhängig veränderlichen l und α resp. l und z sind beliebig wählbar und wurde für den Maassstab der Darstellung von $D = Cl \cos^2 \alpha = K \cdot 100 l \cos^2 \alpha$ als Einheit $\frac{1}{K}$ und für die Darstellung von $h = D \operatorname{tg} \alpha = K (100 l \cos^2 \alpha) \operatorname{tg} \alpha$ das v fache derselben, also $\frac{v}{K}$ gewählt. Unter Annahme $K = 1$ erscheint der Maassstab für $100 l \cos^2 \alpha$ bzw. $100 l = d$ als Normalmaassstab und ist dann:

$$x = \Delta = d \cos^2 \alpha \dots \text{ mit der Theilungseinheit } = 1$$

$$y = h_1 = v \Delta \operatorname{tg} \alpha \dots \text{ „ „ „ „ } = v$$

Die Gleichung jener Linie, welche diesen Bedingungen

Genüge leistet, lautet: $x^2 + \frac{y^2}{v^2} - d \cdot x = 0$

woraus zu ersehen, dass die fragliche Linie eine Ellipse ist, deren Mittelpunkt in der x Achse in der Entfernung $a = \frac{d}{2}$ vom Coordinaten-Ursprung liegt. Auf diese Weise ergeben sich zwei Systeme von Linien, deren Durchschnittspunkte die Eigenschaft besitzen, dass ihre Coordinaten für gegebene Werthe von $d = 100 l$ und Winkel α die Horizontaldistanz Δ und die Höhe h_1 repräsentiren und zwar für den Fall als der Coëfficient $K = 1$ ist. (s. Fig. 2.)

Ist aber $K < 1$, dann erfahren die Werthe Δ und h_1 entsprechende Aenderungen, da in diesem Fall die Ablesungen der Horizontaldistanzen D an einem Maassstabe, dessen Theilungseinheit das $\frac{1}{K}$ fache des erwähnten Normalmaassstabes ($100 l = d$) und die Ablesungen der Werthe h

*) Das Glied $c \cos \alpha$ bzw. $c \sin z$ (s. Gl. 1) ist vorläufig unberücksichtigt geblieben, dessen Einführung soll später gezeigt werden.

auf einem Maassstabe von $\frac{v}{K}$ facher Theilungseinheit des Normalmaassstabes zu erfolgen hätten.

Die praktische Forderung, dass die Maassstäbe für D und h Ablesungen von 0.2 m , resp. 0.03 m mit Sicherheit gestatten, führte zu folgender Wahl:

I. für $K = 1$ $C = 100$ (Normal-Diagramm I.)

Maassstab für $100\text{ l} = d$ und Horizontal-
distanz $1\text{ cm} = 5\text{ m}$

Maassstab für h_1 $1\text{ " } = 1\text{ "}$

also $v = 5$.

II. für $K = 2$ $C = 200$ (Normal-Diagramm II.)

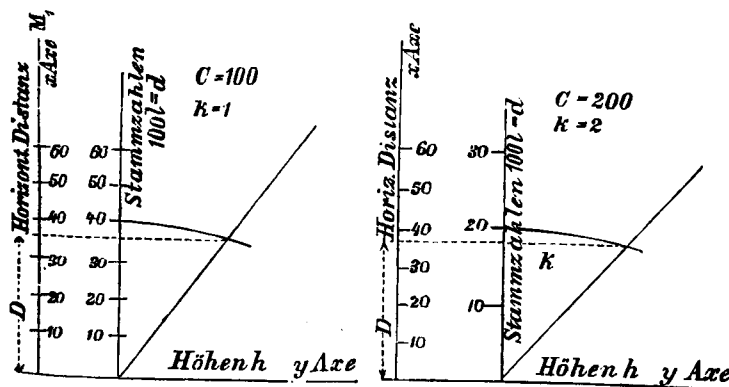
Maassstab für $100\text{ l} = d$ $1\text{ cm} = 25\text{ m}$

" " die Horizontaldistanz . . $1\text{ " } = 5\text{ "}$

Maassstab für h_1 $1\text{ " } = 1\text{ "}$

(s. Fig. 3).

Fig. 3.



Bei Abweichung des Coëfficienten K von den unter I und II gegebenen Werthen, verfährt man folgendermaassen, um eines der Normal-Diagramme verwerthen zu können.

Es sei z. B.

$$C = 82.2 \text{ also } K = 0.822.$$

Dieser Werth liegt dem Normal-Diagramm I zunächst: Dasselbe zeigt als unveränderliche Grössen die unter I angeführten Theilungseinheiten u. zw.:

für $100\text{ l} = d$ $1\text{ cm} = 5\text{ m}$ Distanz

h_1 $1\text{ " } = 1\text{ "}$ Höhe

Es fragt sich nun um die Theilungseinheiten der Maassstäbe für D und h , wenn $K = 0.822$. Das Verhältniss der Theilungseinheiten der zu ermittelnden Maassstäbe für $K \cdot 100\text{ l} = Kd$ und h zu denen der Normalmaassstäbe wird ausgedrückt durch

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{0.822} = 1.2165 \dots \text{ und}$$

$$\frac{v}{K} = \frac{5}{0.822} = 6.0827 \dots$$

und da am Normalmaassstabe $1\text{ cm} = 5\text{ m}$ für die Distanz, ferner $v = 5$ ist, so wird für den neuen Distanzmaassstab $1.2165\text{ cm} = 5\text{ m}$ Distanz und am Höhenmaassstab $6.0827\text{ cm} = 5\text{ m}$ Höhe anzunehmen sein.

Oder es wäre z. B.:

$$C = 148.2 \text{ also } K = 1.482^*)$$

In diesem Falle können sowohl die unter I als II angeführten Maassstäbe (resp. Normal-Diagramm I oder II) zur Verwendung gelangen. Es ist

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{1.482} = 0.6747 \dots$$

$$\frac{v}{K} = \frac{5}{1.482} = 3.3734 \dots$$

Man erhält bei Benützung der Theilungseinheiten des Diagrammes I:

a) $0.6747\text{ cm} = 5\text{ m}$ für den Distanzmaassstab M_1

$3.3734\text{ cm} = 5\text{ m}$ für den Höhenmaassstab.

Bei Benützung des Diagrammes II:

b) $1.3494\text{ cm} = 5\text{ m}$ für den Distanzmaassstab M_1

$6.7468\text{ cm} = 5\text{ m}$ für den Höhenmaassstab.

Für die Wahl der einen oder anderen unter a) und b) berechneten Theilungseinheiten wird der für eine vorliegende Arbeit erforderliche Genauigkeitsgrad maassgebend sein.

Es möge diesbezüglich hier die Bemerkung Platz finden, dass in allen Fällen, wo es sich nicht um die Herstellung von Detailplänen (etwa im Maassstabe $\frac{1}{500}$ oder $\frac{1}{1000}$) handelt, die unter a) angeführten Theilungseinheiten der Maassstäbe vollständig genügen, da dieselben Ablesungen von 0.3 m der Distanz und 0.05 m der Höhe gestatten.

Der auf diese Weise ermittelte Distanzmaassstab M_1 (s. Bl. 23) wird seitlich am Diagramm parallel zur x Achse desselben aufgetragen, der Höhenmaassstab auf den verschiebbaren Linialen M und m des später zu beschreibenden Schieber-Apparates (s. Bl. 23) angebracht.

Es bleibt nur noch der Einführung der, den gewöhnlichen Distanzmessern ohne anallatischen Fernrohren eigenen additionellen Constanten c zu erwähnen:

Die Formeln für Distanz und Höhenbestimmung lauten in diesem Falle:

$$D = Cl \cos^2 \alpha + c \cos \alpha \text{ bzw. } Cl \sin^2 z + c \sin z$$

$$h = \pm Cl^{1/2} \sin 2\alpha + c \sin \alpha \text{ bzw. } Cl^{1/2} \sin 2z + c \cos z$$

oder in anderer Form:

$$D = K \cdot 100\text{ l} \cos^2 \alpha + c \cos \alpha \text{ etc. } \dots$$

$$h = \pm K \cdot 100\text{ l}^{1/2} \sin 2\alpha + c \sin \alpha \text{ etc. } \dots$$

wofür näherungsweise gesetzt werden kann:

$$D = K \cdot \left(100\text{ l} + \frac{c}{K}\right) \cdot \cos^2 \alpha \dots \text{ etc.}$$

$$h = K \cdot \left(100\text{ l} + \frac{c}{K}\right)^{1/2} \sin 2\alpha \dots \text{ etc.}$$

Man wird nun jeder Stammzahl $100\text{ l} = d$ die neue Additionelle $\frac{c}{K}$ im Kopfe zuschlagen und mit dieser Summe die Operationen am Schieber durchführen.

Dieser Vorgang, welcher auch bei den bisherigen Rechnungsmethoden eingehalten wurde, findet darin seine Berechtigung, dass der durch genaue Berechnung der zweiten

*) Ist nur des Berechnungs-Verfahrens wegen angeführt, wird in der Praxis kaum vorkommen.

Glieder der Formeln erzielte Vortheil, in keinem Verhältniss zu dem hiefür erforderlichen Zeitaufwande steht und der durch Einführung einer mittleren Additionellen $\frac{c}{K}$ begangene Fehler im Maximum (bis $\alpha = 45^\circ$) nur $0.2 c$ beträgt.

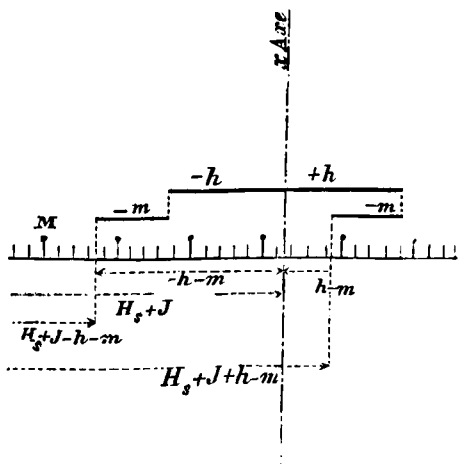
Wie aus dem bisher Angeführten ersichtlich, erhält man die Horizontaldistanz unmittelbar durch Ablesung an dem seitlich und parallel der x Achse des Diagramms angebrachten Maassstabe M_1 . Mit der ebenfalls ablesbaren Höhe h ist, um die absolute H des fraglichen Punktes zu erhalten, noch weiter zu operiren.

Die Formel hiefür lautet:

$$H = (H_s + J) + (\pm h - m) \dots \dots \dots (\text{s. Gl. 3 und 4.})$$

Diese Summen - Bildung lässt sich sehr einfach graphisch durchführen. Von den beiden Werthen h und m repräsentirt ersterer die Höhe des Schnittpunktes der Mittelfaden - Visur an der Latte über dem Horizont des Instrumentes (s. Fig. 1) und erscheint im Diagramm als Abstand des Schnittpunktes zweier durch die Werthe $100 l$ und α bestimmter Linien von der x Achse (s. Fig. 2 und 3). Denkt man sich diese den Instrumentenhorizont darstellend, dessen absolute Höhe durch $H_s + J$ gegeben ist, so hat

Fig. 4.



man behufs oben erwähnter graphischer Sumation einen Maassstab M in eine solche Lage zur x Achse zu bringen, dass sich im Schnittpunkte Beider, der Instrumentenhorizont am Maassstabe M als Ablesung ergibt.

Da nun h im Diagramm als ein ebenfalls von der Achse zu zählender Werth erscheint, so bedarf es nur der Einfügung eines zweiten Maassstabes m um, wie in nebenstehender Figur schematisch angedeutet, am Maassstabe

das Resultat $H = H_s + J + h - m$ bzw. $H_s + J - h - m$ als Ablesung zu erhalten.

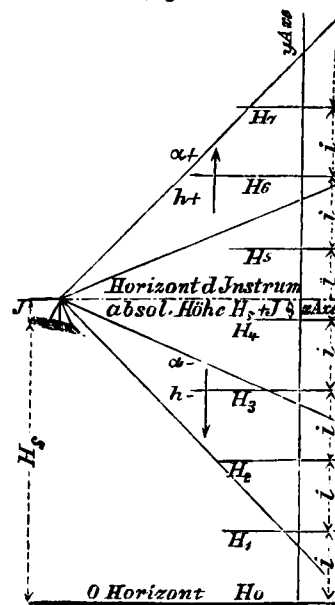
Der Schieber-Apparat. Zur Ausführung der bis nun beschriebenen Operationen dient ein seiner Hauptform nach T-förmiger Apparat. (s. Bl. 23.)

Die Schiene S desselben ist in der Längenrichtung mit einer rinnenartigen Vertiefung, in welcher sich zwei Maassstäbe, der Horizont- oder Ablesemaassstab M und der Mittelfadenmaassstab m , gleitend aneinander verschieben lassen, versehen.

Die Uebertragung der jeweiligen Schnittpunkte je zweier durch die Werthe $100 l$ und α resp. z bestimmter

Linien des Diagramms, d. h. die Projection der diesen Werthen entsprechenden Höhe h auf den Maassstab m und mittelst desselben auf den Ablesemaassstab M , wird durch einen längst der Schiene S verschiebbaren Reiter R bewirkt, welcher zu diesem Zwecke eine durchsichtige Platte P mit eingeritztem Kreuz K und in seinem inneren, durchbrochenen Theile eine Einstellungsmarke r erhalten hat. Der Maassstab M hat keine Bezifferung, da mit wechselndem Stande des Instrumentes sich auch die absolute Höhe des Instrumentenhorizontes ändert.

Fig. 5.

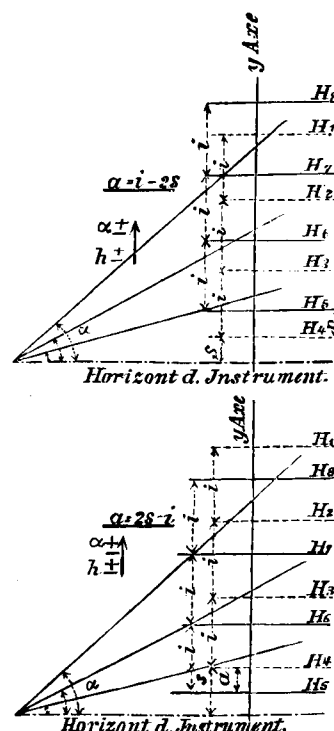


Die Markierung der den Theilstreichen dieses Maassstabes jeweilig zukommenden Werthe (absolute Höhen), übernehmen zwei über die Rollenpaare ρ laufende Bänder b und b_1 , welche die Zahlen 0—100 bzw. 100—0 tragen.

Es entspricht die Bezifferung des dem Maassstabe M zunächst liegenden Bandes b , der Höhenbestimmung für positive α resp. $z < 90^\circ$... (Höhenwinkel), die des anderen Bandes b_1 , der Höhenermittlung für negative α resp. $z > 90^\circ$.. (Tiefenwinkel).

Die Nothwendigkeit einer derartigen getrennten Anordnung der Bänder für positive und negative Winkel wird sofort klar, wenn man sich die Entwicklung des Diagramms aus nebenstehender Figur 5 vergegenwärtigt.

Fig. 6.



Die symmetrische Lage der gleichwerthigen positiven und negativen Winkel zum Horizont des Instrumentes, gestattet eine Drehung des ganzen über diesem Horizonte liegenden Systemes negativer α und h um denselben, wodurch eine gemeinschaftliche Darstellung gleichwerthiger positiver und negativer α und h ermöglicht wird.

Da indessen mit wachsenden positiven Winkeln auch h und hiemit die absolute Höhe wächst, hingegen mit wachsenden negativen Winkeln zwar h wächst, die absolute Höhe aber kleiner wird, so ist eine gemeinschaftliche Darstellung der über und unter dem Horizont liegenden absoluten Höhen nicht ohne weiters möglich und erfordert

eine solche zwei Ablesemaassstäbe, welche eine derartige Lage zu der den Instrumentenhorizont darstellenden x Achse des Diagramms haben müssen, dass sich auf beiden im Schnitt-

punkte derselben mit der x Achse die absolute Höhe des Instrumentenhorizontes als Ablesung ergibt (s. Fig. 6).

Aus praktischen sowie constructiven Rücksichten wurde von einer derartigen Anordnung Abstand genommen und ist nur ein Maassstab M mit zwei gegenständig bezifferten, die absoluten Höhen markirenden Bändern b und b_1 zur Anwendung gelangt.

Das vorhin bezüglich der Lage der zwei Ablesemaassstäbe gegen den Instrumentenhorizont bzw. x Achse Gesagte, gilt natürlich bei dieser Anwendung für den Maassstab M und die Bänder b und b_1 . Die Feststellung des Maassstabes M erfolgt mittelst der zwei Schrauben f .

Der auf dem Querarm Q verschiebbar angebrachte Nonius N dient zur Ablesung der Horizontalabstand auf dem Maassstabe M_1 des Diagramms. Der Querarm trägt ausserdem an seiner Unterfläche, den um einen Bolzen drehbaren und mittelst der Schrauben g festzustellenden Winkel W , sowie das bewegliche Lager L eines der Rollenpaare p .

Zweck dieses Winkels ist es, die Parallelstellung der Schiene S zur y Achse des Diagramms zu ermöglichen.

Da es aber ein weiteres Erforderniss ist, dass die Bewegung des Apparates parallel der x Achse des Diagramms erfolgt, so ist an der Unterfläche der Diagrammtafel eine verstellbare Schiene angebracht, welche sich durch eine einfache Manipulation genau parallel zur x Achse einstellen lässt.

Justirung des Apparates. Der Verwendung desselben haben folgende Untersuchungen bzw. Rectificationen voranzugehen.

1. Prüfung der richtigen Lage des Nonius N d. i. ob der Theilstrich 10 desselben und das Kreuz K (auf der Platte P des Reiters R) sich in gleichen Abständen von der vorderen Schienenkante (Führungskante) befinden.

2. Die Untersuchung, ob die als Lauffläche dienende Schiene unter der Diagrammtafel parallel zur x Achse des Diagramms liegt.

3. Ob bei erfüllter Bedingung 2, die Bewegung des Reiters längst der Schiene S parallel zur x Achse des Diagramms erfolgt.

ad 1. Der Reiter wird an den Nonius herangeschoben und nachgesehen, ob die am Rahmen der Glasplatte P angebrachte Marke n mit Theilstrich 10 des Nonius übereinstimmt, eine allfällig vorhandene Differenz wird durch Verschiebung des Nonius ausgeglichen.

ad 2. Man schiebt das Kreuz K über die x Achse (etwa im Nullpunkte des Diagramms), bewegt hierauf den Apparat gleitend längs der Lauffschiene über das Diagramm und beobachtet, ob während dieser Bewegung das Kreuz und die x Achse sich vollkommen decken. Falls dies nicht zutrifft, so wird durch Verschiebung der unter der Diagrammtafel angebrachten Lauffschiene s die erforderliche parallele Lage derselben zur x Achse hergestellt.

Hiemit wären die Untersuchungen beendet, wenn die Annahme berechtigt erscheint, dass der Querarm Q genau

senkrecht zur Vorderkante (Führungskante) der Schiene steht. Durch Anbringung des beweglichen Winkels an der Unterfläche des Querarmes ist es ermöglicht, den Apparat auch bezüglich dieser Eigenschaft zu prüfen und vorhandene Fehler zu beseitigen.

ad 3. Zu diesem Behufe zieht man auf dem Diagramm einige Linien parallel zur y Achse desselben, wozu die auf den Diagrammen angebrachten Seitenmarken verwendet werden können, bringt das Kreuz K über den Anfangspunkt einer dieser Controlllinien, verschiebt nun den Reiter längst der Schiene S bis an das Ende derselben und sieht, ob während dieser Bewegung Kreuz und Controlllinie sich decken. Eine Abweichung hievon wird nach Lüftung der Schrauben g und Drehung des Winkels W beseitigt.

Gebrauch des Apparates. Die x Achse des Diagramms markirt, wie bereits erwähnt, den Horizont des Feldinstrumentes, der bei jedem Standpunkte desselben wechselt. Um für die Ablesungen auf den Maassstabe M denselben in die richtige Lage zur x Achse (Horizont des Instrumentes) zu bringen, schiebt man das am Reiter R bzw. an der Unterfläche der durchsichtigen Platte P eingeritzte Kreuz K über die verticale Achse des Diagramms. Man stellt nun eine der Nullmarken des Mittelfaden-Maassstabes auf die Marke r des Reiters und bringt nach erfolgter Lüftung der Schrauben f den Maassstab M und die Bänder b und b_1 in eine solche Lage, dass für den Schnittpunkt der x Achse mit dem Maassstabe M auf letzterem der Horizont des Feldinstrumentes abgelesen wird. Da nun die gegenseitige Lage der Bänder nur von der absoluten Höhe des Instrumentenhorizontes abhängig ist, so werden die auf demselben in bestimmten gleichen Abständen verzeichneten Höhenzahlen (0—100 bzw. 100—0), sich im Allgemeinen in von einander abweichenden Stellungen befinden, die eine gleichzeitige Verwendung derselben für die Ablesungen auf einem Maassstabe praktisch nicht ohne weiteres zulassen.

Die Abhängigkeit der Lage der Höhenzahlen untereinander, sowie zum Instrumentenhorizont wird ausgedrückt durch die Formel $a = \pm (2s - i) \dots$ (s. Fig. 6).

Auf den Bändern wurden die Höhen in Abständen $i = 5$ verzeichnet, daher

$$a = \pm (2s - 5).$$

Hätte man z. B. die Einstellung des Maassstabes M unter Verwendung des positiven Bandes, also für positive Winkel bewerkstelligt, so wäre an allen auf demselben abgelesenen Werthen für negative Winkel $+$ oder $-a$, für den gegebenen Instrumentenhorizont als constante Correctur anzubringen, was am einfachsten dadurch zu erreichen ist, dass man den Nullpunkt am negativen Theil des Mittelfadenschiebers um diesen Werth verlegt. Dann können die Höhenzahlen des negativen Bandes durch Verschiebung unter die nächstliegenden Zahlen des positiven Bandes gebracht und auch die absoluten Höhen für negative Winkel, direct mit Benützung der neuen Marke am Maassstabe M abgelesen werden.

In der Figur auf Taf. 23 ist der Vorgang für einen speciellen Fall ersichtlich gemacht.

Horizont des Instrumentes = $351.69 = H_x + J$

also $s = 1.69$

demnach die Correctur, da $i = 5$.

$a = 5 - 3.38 = 1.62$ und zwar (—)

um welche Grösse, da zur Einstellung des Maassstabes M das positive Band b verwendet wurde, der Nullpunkt am negativen Theil des Mittelfadenschiebers verschoben werden muss. Der Werth a und hiemit die Lage der Marke (0) lässt sich indessen direct, ohne irgend welche Rechnung, ermitteln.

In der Figur sind zum besseren Verständniss dieses Verfahrens der Maassstab M und die Bänder in ihrer normalen Lage gezeichnet und zwar für negative Winkel, die Maassstabtheilung von 5 zu 5 m und die Höhenzahlen am Bande b_1 , punktirt angegeben.

Die Stellung Beider, nach erfolgter Verlegung des Nullpunktes am negativen Mittelfadenschieber, von 0 nach (0) ist in kräftigen Strichen und Zahlen dargestellt. Dass für die Einstellung des Ablesemaassstabes auch das negative Band verwendet und die erwähnte Correctur am positiven Theil des Mittelfadenschiebers angebracht werden kann, bedarf keiner weiteren Erklärung. Es empfiehlt sich jedoch für die Ausführung grösserer Arbeiten, insbesondere aber für mindergeübte Rechner, von dieser Operation abzusehen, das heisst zuerst alle Punkte mit positiven Winkeln, resp. Zenithdistanzen kleiner als 90° mit Benützung des positiven Bandes durchzuführen und hierauf alle Punkte mit negativen Winkeln resp. Zenithdistanzen grösser als 90° unter Benützung des negativen Bandes zu berechnen. Behufs Controlirung einzelner Punkte, ohne Rücksicht auf das Zeichen der Winkel resp. Grösse der Zenithdistanzen, bei Gelegenheit der Plan-Anfertigung, ist die Anwendung des früher beschriebenen Correcturverfahrens entschieden zu empfehlen. Sobald man sich von der richtigen Lage des Maassstabes M und der Bänder b und b_1 überzeugt, erfolgt die Feststellung desselben durch die Schrauben f .

Das sich bei Berechnung eines jeden Detailpunktes wiederholende Verfahren, ist kurz Folgendes. Das auf der durchsichtigen Platte des Reiters R eingeritzte Kreuz K , wird auf den Schnittpunkt der dem Punkte zukommenden Stammzahl $100l = d$ und Winkel α resp. z des Diagramms, die Mittelfadenlesung m auf die Marke r des Reiters eingestellt und beim Nullpunkt des Schiebers m , die absolute Höhe des Punktes auf dem Maassstabe M abgelesen und zwar wird, je nach dem α ein Höhen- oder Tiefenwinkel, der positive oder negative Theil des Mittelfadenschiebers verwendet. Die Horizontalabstand wird am Maassstabe M_1 mittelst des Nonius N abgelesen.

Beispiel (s. Bl. 23). $C = 200$, Horizont des Instrumentes = 351.69 , $100l = d = 105.2$, $\alpha = +6^\circ 56'$ resp. $z = 83^\circ 4'$, $m = 5.81$.

Resultate. Horizontalabstand $D = 207.3$, absolute Höhe $371.08m$. Wäre α negativ, beispielsweise $-6^\circ 56'$ also $z = 96^\circ 56'$, dann ergäbe sich unter Beibehaltung der übrigen Werthe $100l = d = 105.2$, $m = 5.81m$, für die Distanz $D = 207.3m$ und absolute Höhe $320.68m$.

Bei Ermittlung des letzteren Werthes ist zu beachten, dass die Ablesung auf dem Maassstabe M mit Benützung der verlegten Nullmarke (0) am negativen Theile des Mittelfadenschiebers m zu geschehen hat.

Eine sich öfters wiederholende Aufgabe ist die, aus den Beobachtungen mehrerer Punkte 1, 2, 3 deren Höhen H_1, H_2, H_3 bekannt sind, die Höhe H_x des Aufstellungspunktes P zu finden.

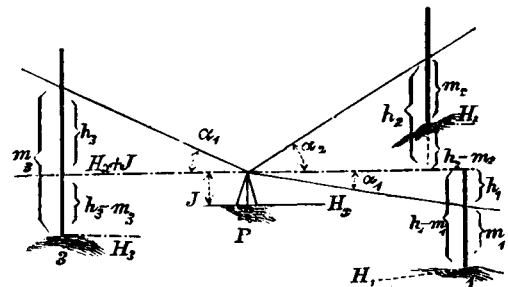
Bezeichnet man mit h_1, h_2, h_3 die den Punkten 1, 2, 3 zukommenden Werthe von h , mit m_1, m_2, m_3 die beobachteten Mittelfadenlesungen, dann ergibt sich der fragliche Instrumentenhorizont im Punkte P :

$$H_x + J = H_1 + (h_1 - m_1) = H_2 - (h_2 - m_2) = H_3 + (h_3 - m_3) \text{ — u. s. w. (s. Fig. 7).}$$

Die Lösung dieser Aufgabe mittelst des Apparates erfolgt auf nachstehende Weise:

Man stellt den Maassstab M und die Bänder b und b_1 auf 0 (wozu man sich, wie bereits früher gezeigt, des an der Glasplatte des Reiters eingeritzten Kreuzes K , und einer der Nullmarken des Mittelfadenschiebers m bedient) und operirt

Fig. 7.



mit den durch Beobachtung gewonnenen Stammzahlen $100l_1, 100l_2, 100l_3$ den Winkeln $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ und den Mittelfadenlesungen m_1, m_2, m_3 auf bekannte Weise woraus man durch Ablesung am Maassstabe M , die Werthe $(h_1 - m_1), (h_2 - m_2), (h_3 - m_3)$ u. s. w. erhält, welche je nachdem sie positiv oder negativ sind, von den zugehörigen Höhen H_1, H_2, H_3 abgezogen oder zu diesen addirt, den Werth $(H_x + J)$ d. i. den fraglichen Instrumentenhorizont liefern, aus welchem, da die Instrumentenhöhe J bekannt, die Höhe des Aufstellungspunktes gefunden werden kann.

Leistungsfähigkeit des Apparates. Wie aus dem Angeführten zu entnehmen, ist die behufs Berechnung der Horizontalabstand und absoluten Höhe eines Punktes erforderliche Manipulation am Apparate höchst einfach. In grösserem Umfange angestellte Versuche haben ergeben, dass mit Hilfe desselben von zwei Mann *) pro 10stündiger Arbeitszeit 1500—1800 Punkte berechnet werden

*) Einer, welcher den Apparat handhabt, und ein Schreiber. Hiezu eignet sich jeder intelligente, des Lesens und Schreibens kundige Messgehilfe. An solche wurden öfters diese Arbeiten in Accord übergeben, wobei für fehlerhaft berechnete Punkte etc. hohe Strafsätze eingeführt waren. Dieses Arbeitssystem hat sich sehr gut bewährt.

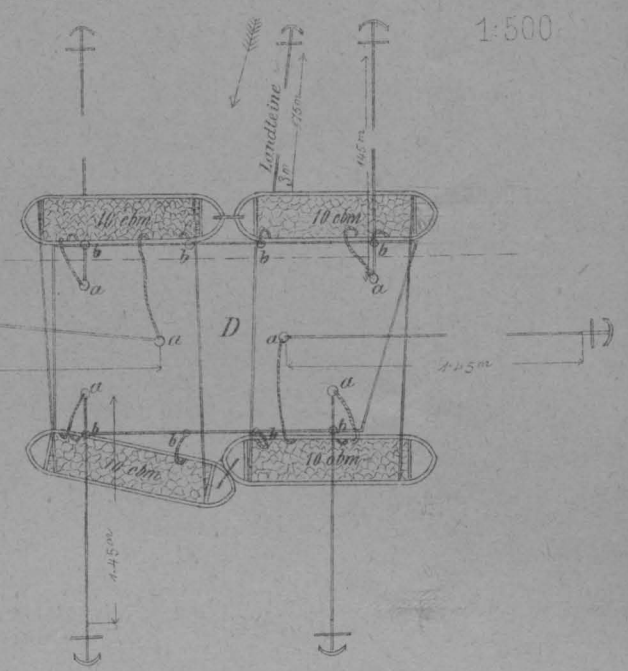
können. Leistung bei Verwendung der bisherigen Hilfsmittel (Rechenschieber, Diagramm etc.) 700—800 Punkte bei demselben Arbeitsaufwand. Weiters hat sich ergeben, dass in Folge der directen Bestimmung der gesuchten Grössen, und der Einfachheit der hiezu erforderlichen Operationen, auch die Sicherheit der Arbeit bedeutend grösser ist, als dies bei den bisherigen Rechenmethoden der Fall war.

Schlussbemerkung. Der Apparat, welcher mit Zustimmung des Verfassers seit ca. 10 Monaten versuchsweise bei den ausgedehnten Tracirungen der königl. (linksrheinischen) Eisenbahn-Direction in Verwendung steht und

daselbst Proben seiner Leistungsfähigkeit geliefert hat, ist in Deutschland und Oesterreich-Ungarn patentirt.

Das ausschliessliche Recht der Herstellung solcher Apparate hat Herr Hof-Mechaniker Carl Sickler in Carlsruhe erworben und bereits acht Stück in gediegener Ausführung geliefert. Der Preis eines Apparates (incl. Diagramm und zugehörige Tafel) stellt sich zu ca. 135 Mark, welcher Preis mit Rücksicht auf den eines guten Rechenschiebers für tachymetrische Arbeiten (100 Mark) und der eminenten Vorzüge des Apparates gegen letzteren als mässig zu bezeichnen ist.

Fig. 7 Verankerung der Senklage D unmittelbar vor Belastung derselben



Anlage einer Buhne im Fluthgebiet
Fig. 1. Grundriss 1:1000.

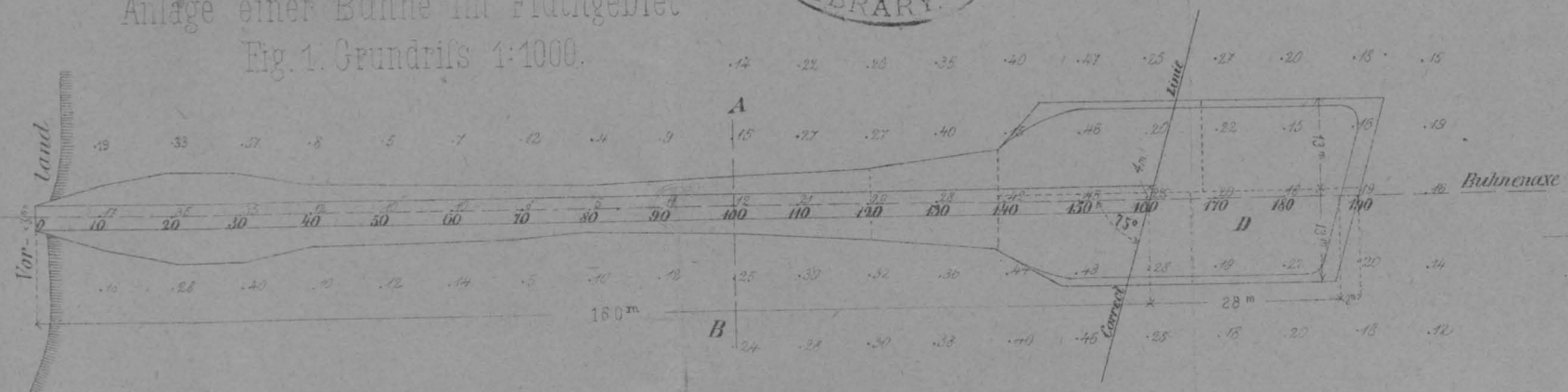
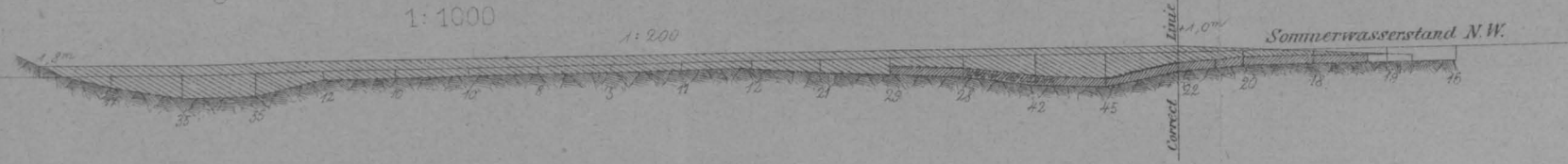


Fig. 2. Profil nach der Bühnenaxe
1:1000



Die Ziffern geben den unter Sommerwasserstand an (Niedrig Wasser)

Fig. 11 Verankerung einer Senklage außerhalb des Fluthgebietes 1:500

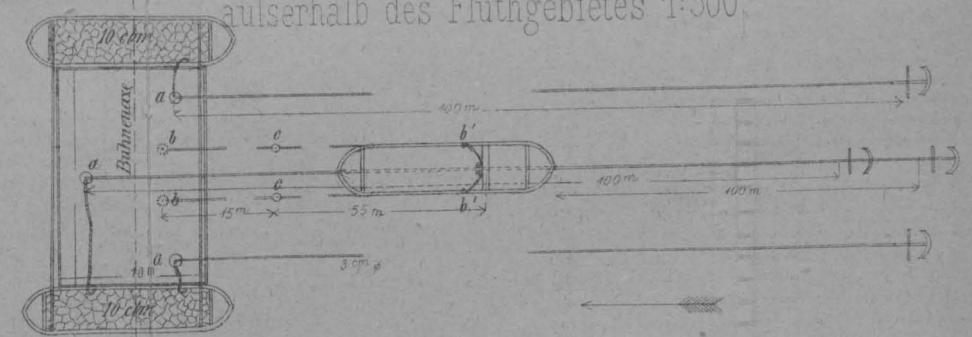


Fig. 3. Aufsicht der Senklage D. 1:200.

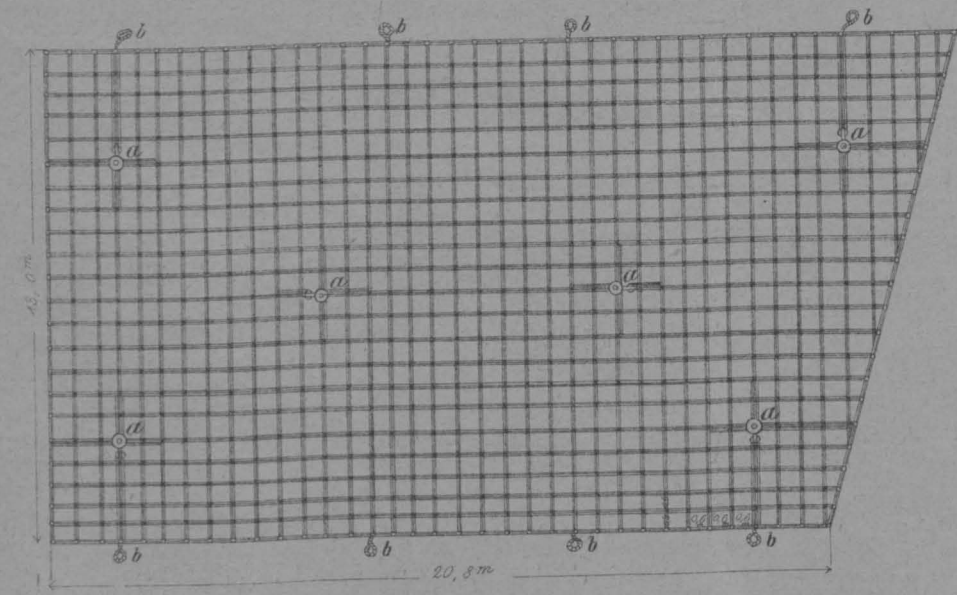


Fig. 5. Befestigung eines Ankertaues an einen Senklagepropfen.

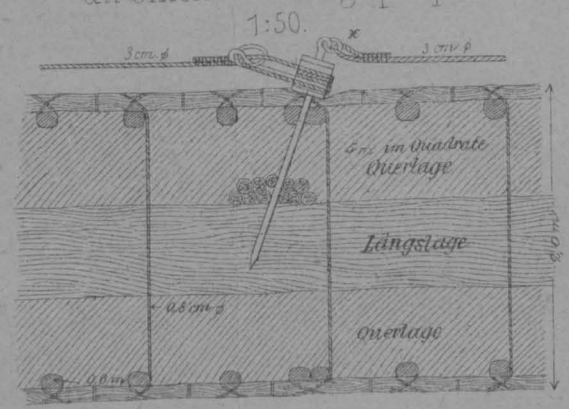


Fig. 8. Querschnitt der Buhne nach A.B. nach vollständiger Setzung derselben.
1:100

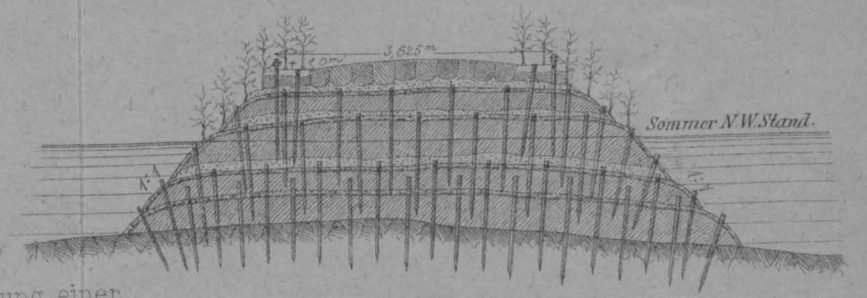


Fig. 6. Anker mit Boje 1:100.

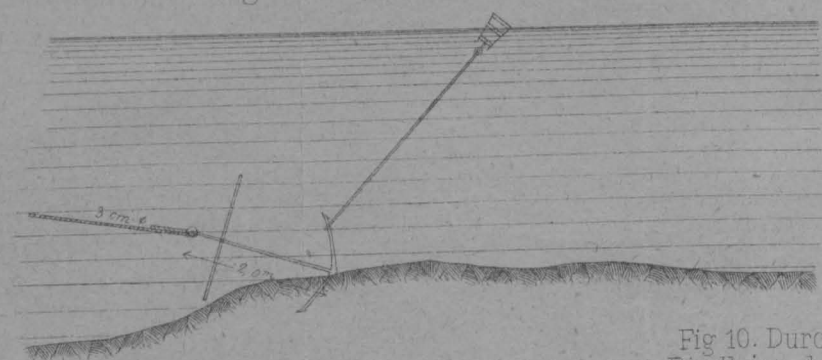


Fig. 4. Seitenansicht der Senklage D 1:200.

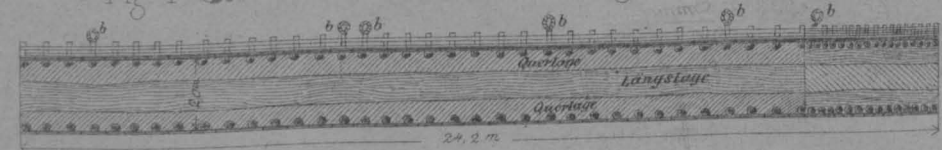


Fig. 10. Durchführung einer Bindleine durch die Senklage.

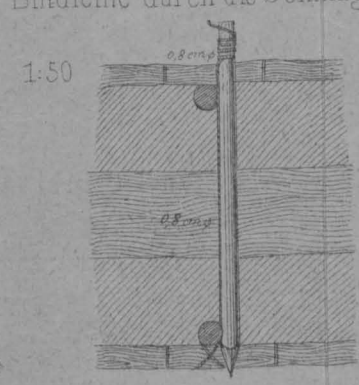


Fig. 9. Querschnitt der Buhne nach A.B. 1:100

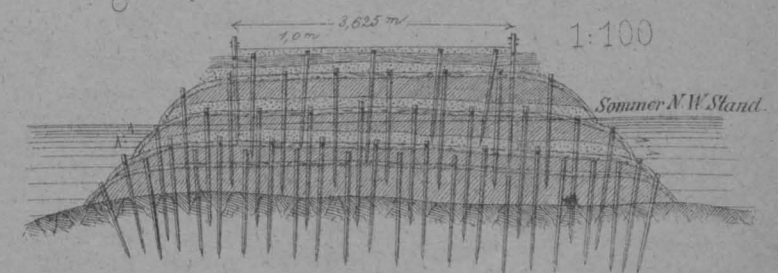


Fig. 12. Parallelwerks-Querschnitt 1:100

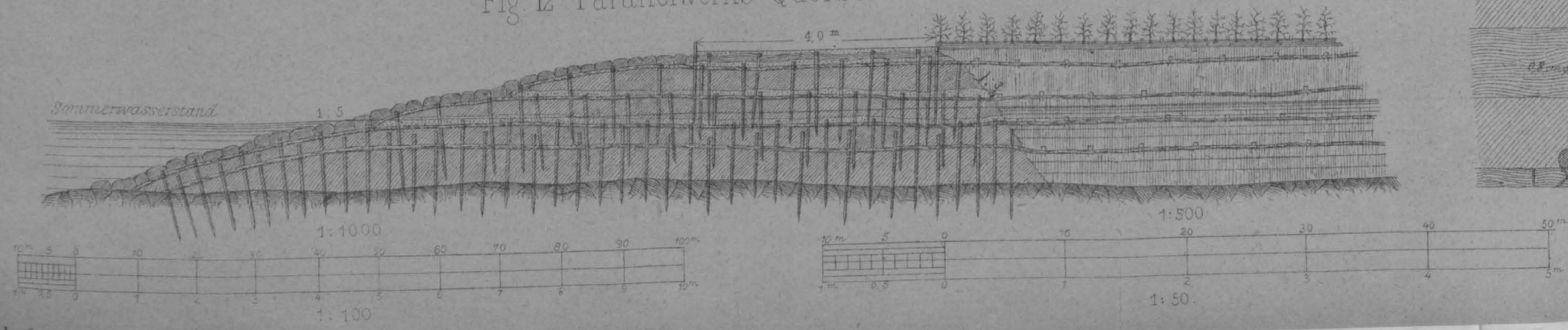


Fig. 1.

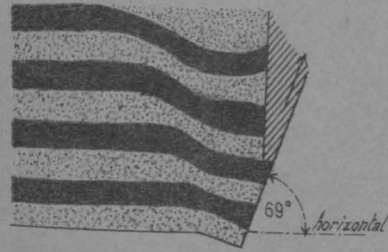


Fig. 2.

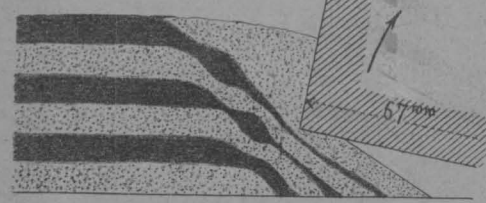


Fig. 3.

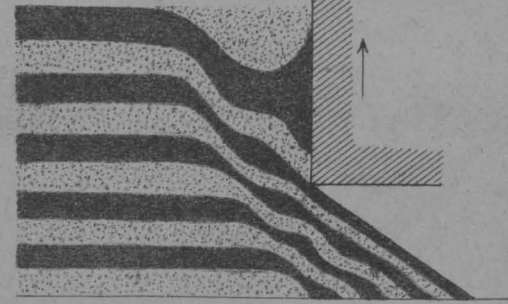


Fig. 4.

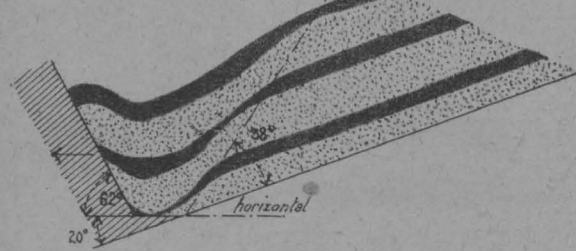


Fig. 5.

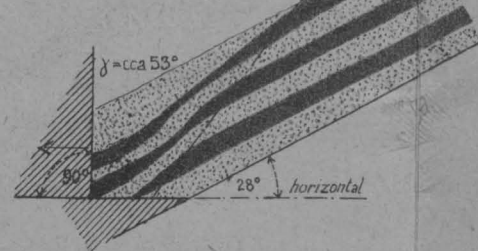


Fig. 6.

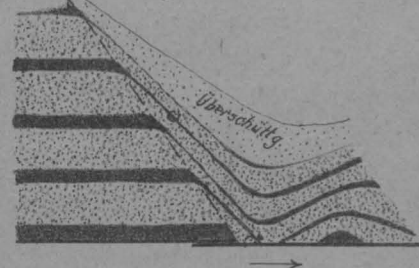


Fig. 7.

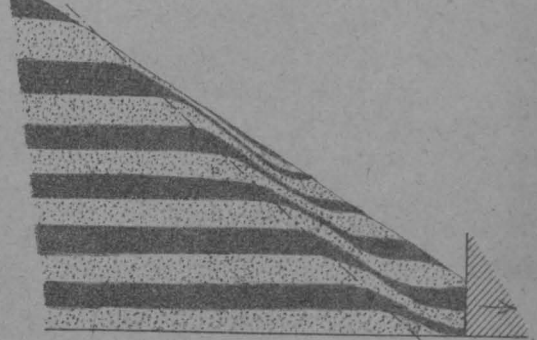


Fig. 8.

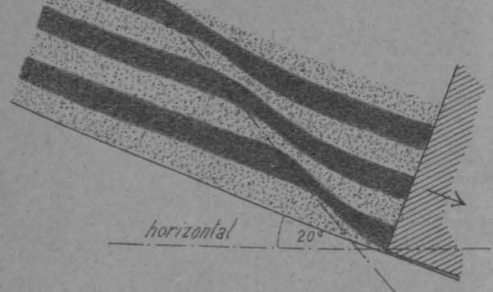


Fig. 9.

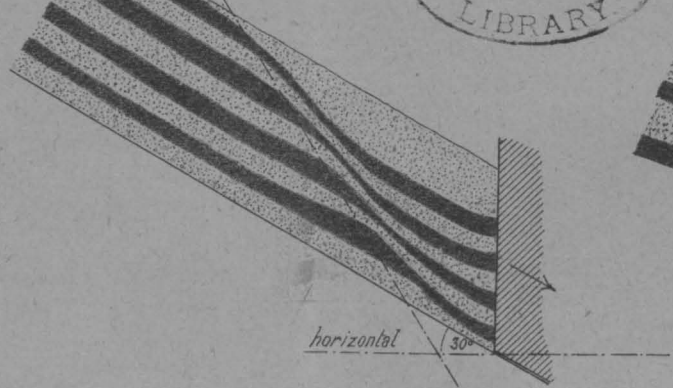


Fig. 10.

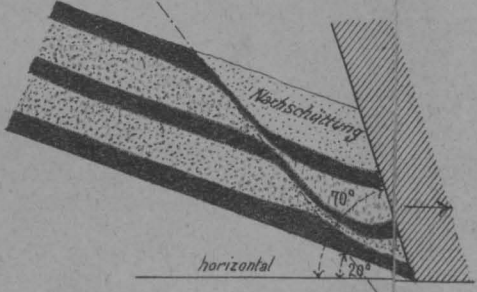


Fig. 11.

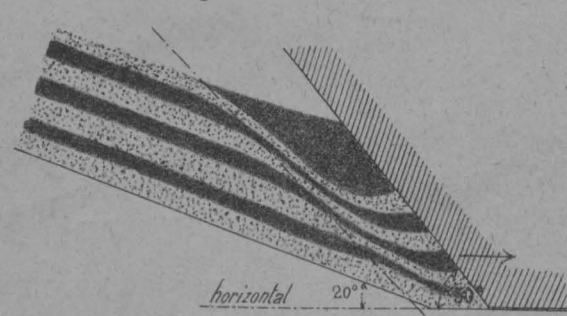


Fig. 12.

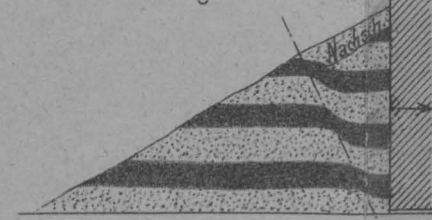


Fig. 13.

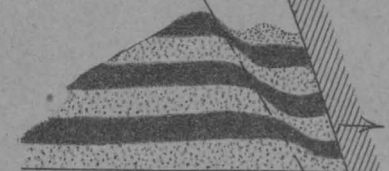


Fig. 14.

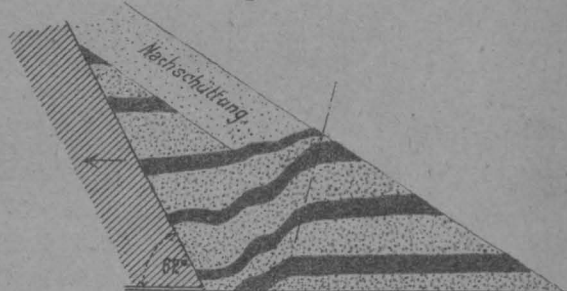


Fig. 15.

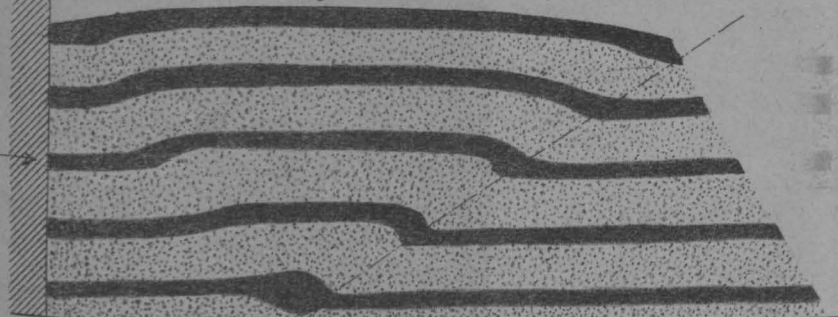


Fig. 16.

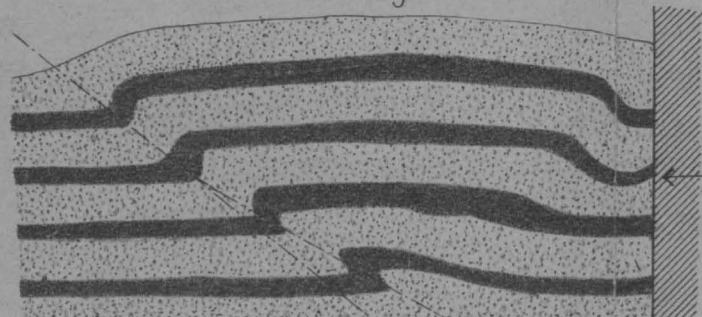


Fig. 17.

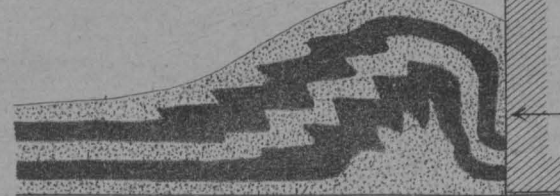


Fig. 18.



Fig. 19.

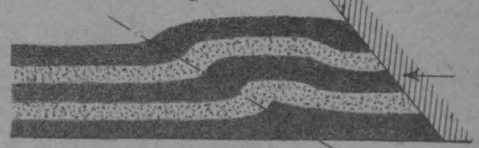


Fig. 20.

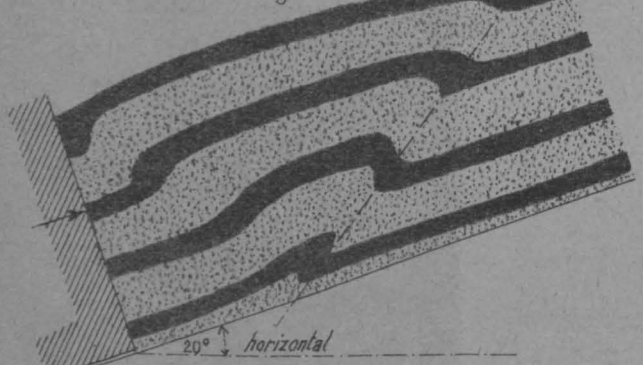


Fig. 21.

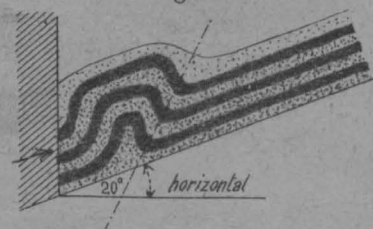


Fig. 23.

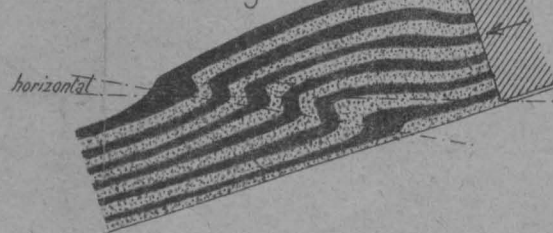


Fig. 25.



Fig. 27.

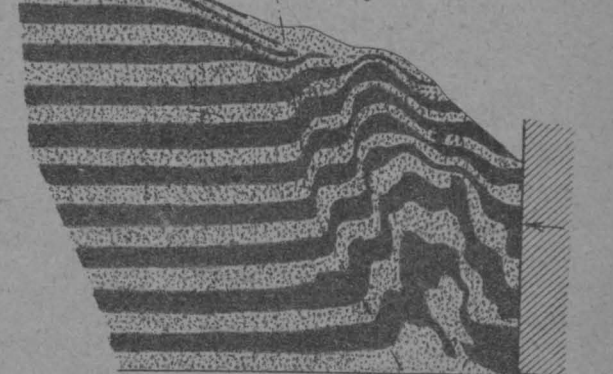


Fig. 22.

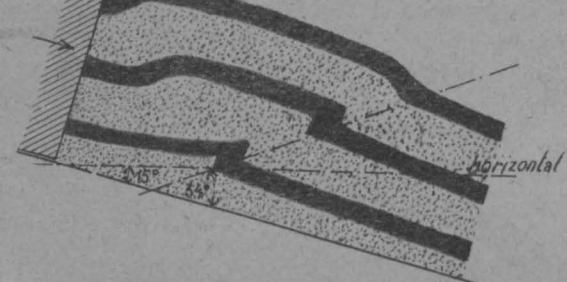


Fig. 24.

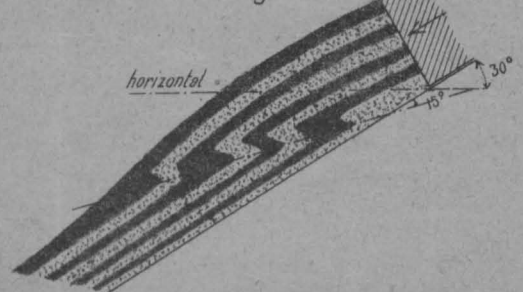
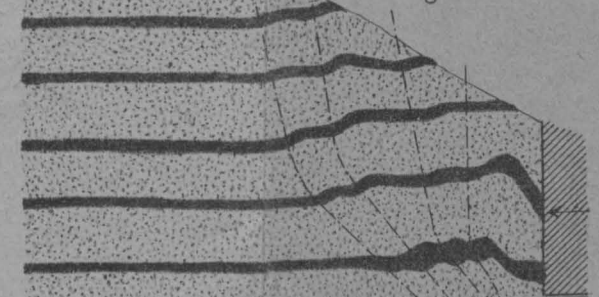


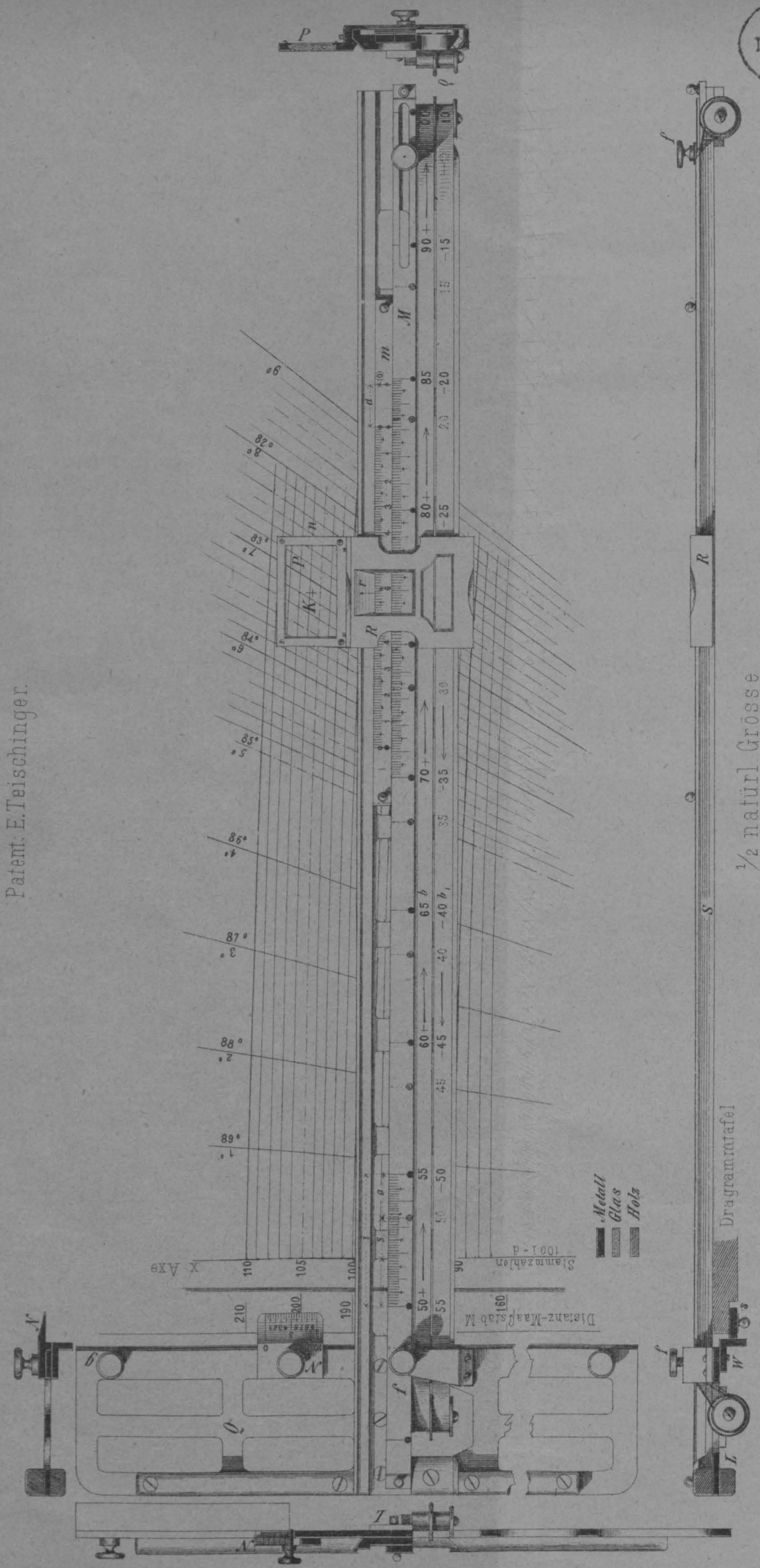
Fig. 26.



TACHYMETER-SCHIEBER.

Patent. E. Teischinger.

FRANKLIN
INSTITUTE
LIBRARY.



1/2 natürl Grösse

Distanz-Maassstab M

Diagramm- und Stammtafel

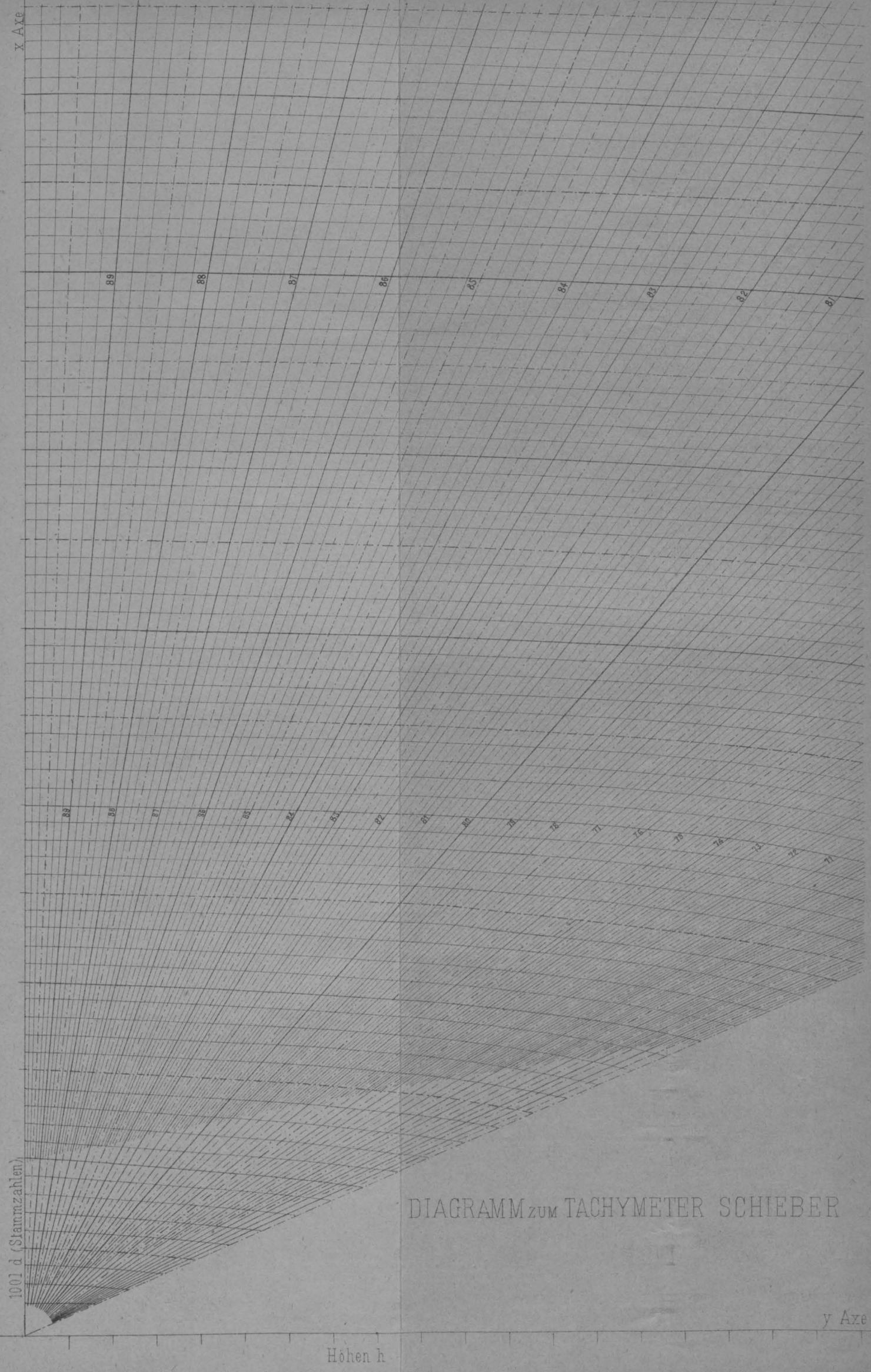


DIAGRAMM zum TACHYMETER SCHIEBER